

Tragfähigkeit und Frostepfindlichkeit von kalkbehandelten bindigen Böden im Planumbereich von Verkehrsflächen

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Stadtplanung
der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus zur Erlangung
des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigte
Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Almut Lottmann,

geboren am 23.04.1971 in Aurich

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Wichter, BTU Cottbus

Gutachter: O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. h.c. H. Brandl, TU Wien

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. F. Wellner, TU Dresden

Tag der Disputation: 03.11.2003

Kurzfassung

Die Verbesserung bindiger Böden mit Kalk im Planumbereich von Verkehrsflächen hat sich seit vielen Jahren in der Praxis nicht nur kurzfristig, sondern auch langfristig bewährt. Es stellte sich daher die Frage, unter welchen Bedingungen und in welchem Umfang bei der Ausführung von Kalkverbesserungen die Dicke des frostsicheren Oberbaus reduziert werden kann. Voraussetzung hierfür ist, dass das Boden-Kalk-Gemisch keine schädlichen Frosthebungen verursacht und dauerhaft eine ausreichende Tragfähigkeit gewährleistet.

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden Verkehrsflächen mit kalkbehandeltem Planum, die mehrjährigen Belastungen aus Verkehr und Klima unterworfen waren, erfasst und analysiert. An den Strecken wurden Zustandsbewertungen, Aufgrabungen und Tragfähigkeitsmessungen durchgeführt sowie ungestörte Proben aus dem Planum und gestörte Proben des unbehandelten Ausgangsbodens für Laborversuche entnommen. Im Labor wurden mineralogische Veränderungen sowie das Verhalten der kalkbehandelten Böden gegenüber Wasser und Frost untersucht und mit den unbehandelten Ausgangsböden verglichen. Die kalkbehandelten Böden wurden Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB zugeordnet, und Beziehungen zu den beim Einbau vorliegenden stofflichen, technischen und technologischen Bedingungen wurden ermittelt. Daraus und aus Ergebnissen weiterer Versuchsreihen wurden Kriterien abgeleitet, unter denen eine Verbesserung des Erdplanums mit Kalk die Dicke des frostsicheren Oberbaus reduzieren kann.

Abstract

The improvement of cohesive soils with lime at the formation of road constructions is used since many years and has been proven not only for short-term but also for long-term. Therefore the aim of the research work was to answer the question, under which circumstances and to what extent a soil improvement with lime can reduce the thickness of the pavement. The requirements are that the soil-lime mixture does not cause a heaving while freezing and load bearing loss while thawing, which leads to pavement distress.

In the scope of the test programme roads with lime treated subgrade, which were subjected to traffic load and climate for several years, were registered and analysed. The condition of the roads was recorded and the bearing capacity of the lime treatments was measured. For laboratory tests undisturbed samples of the soil-lime mixtures and disturbed samples of the untreated soils were taken. The mineralogical changes as well as the behaviour of the samples towards frost and water were determined and the frost susceptibility of the soil lime mixtures was classified. Relations between the frost susceptibility and the material, technical, technological conditions were ascertained. In combination with the results of additional tests the requirements were defined to reduce the frost susceptibility of a soil by lime improvement and thereby the thickness of the pavement.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1	Einleitung1
1.1	Problemstellung1
1.2	Ziel der Arbeit3
1.3	Vorgehensweise4
2	Grundlagen6
2.1	Kalk6
2.2	Boden10
2.2.1	Mineralische Bestandteile von Böden, insbesondere von feinkörnigen und gemischtkörnigen Böden10
2.2.2	Tonminerale12
2.2.2.1	Struktur der Tonminerale12
2.2.2.2	Eigenschaften der Tonminerale14
2.2.3	Wasser im Boden18
2.2.3.1	Wasserbindung18
2.2.3.2	Wasserbewegung im ungefrorenen Boden22
2.2.3.3	Wasserbewegung im gefrorenen Boden und Eislinsenbildung24
2.2.4	Frostempfindlichkeit von Böden26
2.3	Boden-Kalk-Gemische28
2.3.1	Reaktionen bei der Kalkbehandlung28
2.3.2	Bisherige Erkenntnisse aus Laborversuchen zur Tragfähigkeit und Frost- empfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen29
2.3.3	Erfahrungen aus der Praxis bezüglich der Tragfähigkeit und Frostemp- findlichkeit von Bodenbehandlungen mit Kalk34
3	Prüfmethode und Messverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit und Frostempfindlichkeit von Böden und Boden-Kalk-Gemischen40
3.1	Tragfähigkeit40
3.1.1	Allgemeines40
3.1.2	Statischer Plattendruckversuch (DIN 18 134)40
3.1.3	Dynamischer Plattendruckversuch (TP BF-StB Teil B 8.3)41
3.1.4	CBR-Versuch (TP BF-StB Teil B 7.1)43
3.1.4.1	Allgemeines43
3.1.4.2	Relationen zwischen CBR-Werten und Verformungsmoduln E_{V1} , E_{V2}46
3.1.4.3	Feld-CBR-Versuch48
3.1.4.4	Modifizierter Labor-CBR-Versuch49

3.2	Frostempfindlichkeit	51
3.2.1	Prüfverfahren und Kriterien zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Böden	51
3.2.2	Prüfverfahren und Kriterien zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen	58
3.2.3	Bewertung der Prüfverfahren und Kriterien	60
4	Beurteilung des Zustandes von Verkehrsflächen mit Bodenverbesserungen mit Kalk	62
4.1	Erfassung ausgeführter Streckenbereiche und Auswahl von Untersuchungsstrecken	62
4.2	Beschreibung der Verkehrsflächen	64
4.3	Beschreibung der ursprünglichen Böden der Planumsbereiche	67
4.4	Beanspruchung der Verkehrsflächen durch Frost	73
4.5	Zustand der Verkehrsflächen	78
5	Tragfähigkeit von Bodenverbesserungen mit Kalk nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer	81
5.1	Durchführung der Tragfähigkeitsmessungen	81
5.2	Darstellung und Bewertung der Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen	82
5.3	Dauerhaftigkeit der Tragfähigkeit von Bodenverbesserungen mit Kalk	91
5.4	Zusammenfassung der Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen	93
6	Verhalten von ausgeführten Bodenverbesserungen gegenüber Wasser und Frost	94
6.1	Entnahme von Proben für Laborversuche	94
6.2	Mineralogische Neubildungen und Porenstruktur der Bodenverbesserungen	95
6.3	Wasseraufnahmevermögen (nach DIN 18 132) der Bodenverbesserungen im Vergleich zu den unbehandelten Ausgangsböden	98
6.4	Zustandsgrenzen (nach DIN 18 122-1) der Bodenverbesserungen im Vergleich zu den unbehandelten Ausgangsböden	100
6.5	Wasserlagerungsversuche	103
6.5.1	Vorbereitung und Durchführung der Wasserlagerungsversuche	103
6.5.2	Wasseraufnahme bei Wasserlagerung	104
6.5.3	Hebung durch Quellen bei Wasserlagerung	109

6.5.4	Tragfähigkeit nach Wasserlagerung	111
6.6	Frostversuche	112
6.6.1	Frostversuche entsprechend TP BF-StB Teil B 11.5	112
6.6.2	Frost-Tau-Wechsel-Versuche	115
6.6.2.1	Durchführung der Frost-Tau-Wechsel-Versuche	115
6.6.2.2	Wasseraufnahme und Hebung bei Frost-Tau-Wechsel-Versuchen	115
6.6.2.3	Tragfähigkeit nach Frost-Tau-Wechsel-Versuchen	121
6.6.3	Frosthebungsversuche	127
6.6.3.1	Vorbereitung und Durchführung der Frosthebungsversuche	127
6.6.3.2	Ergebnisse der Frosthebungsversuche	129
6.7	Bewertung der Frostepfindlichkeit von ausgeführten Bodenverbesserungen	133
7	Eignungsprüfungen	136
7.1	Vorbemerkung	136
7.2	Verwendete Kalke und Versuchsböden	136
7.3	Eignungsprüfung gemäß TP BF-StB Teil B 11.5	137
7.4	Alternative Eignungsprüfung	138
7.4.1	Relation zwischen CBR-Werten nach Frostbeanspruchung, Wasserlagerung und Feuchtraumlagerung	138
7.4.2	Eignungsprüfung anhand von CBR_W -Werten	141
8	Zusammenfassung und Schlussfolgerung	146
9	Verzeichnisse	151

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Der Gebrauchswert und die Lebensdauer von Verkehrsflächen werden entscheidend von den Eigenschaften des Untergrundes bzw. Unterbaus beeinflusst. Schäden an Straßen können beispielsweise entstehen, wenn der im Planumbereich anstehende Boden empfindlich auf Frost reagiert, d. h. während der Frostphase Wasser in Form von Eisschichten und Eislinsen akkumuliert und damit Hebungen der Straße verursacht (Gefrierschäden), sowie in der Auftauphase aufgrund des erhöhten Wassergehaltes seine Tragfähigkeit verliert (Tauschäden). Um die Wahrscheinlichkeit von Gefrier- und Tauschäden zu minimieren, wird durch einen frostsicheren Oberbau, der sich aus der Deckschicht und den Tragschichten zusammensetzt, die Frosteindringung in den frostempfindlichen Untergrund bzw. Unterbau reduziert oder sogar vermieden. Gemäß den Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO) berechnet sich die Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus aus einem Ausgangswert, der von der jeweiligen Beanspruchung aus Verkehr (Bauklasse) und der Frostempfindlichkeit des Untergrundes bzw. Unterbaus abhängig ist (Tabelle 1.1), zuzüglich oder abzüglich von Mehr- oder Minderdicken infolge örtlicher Verhältnisse (Frosteinwirkungszone, Lage der Gradienten, Wasserverhältnisse und Ausführung der Randbereiche). Die Frostempfindlichkeit eines Bodens wird gemäß den Zusätzlichen Technischen Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-StB) anhand der Bodengruppen nach DIN 18 196 beurteilt und einer von drei Frostempfindlichkeitsklassen zugeordnet.

Frostempfindlichkeitsklasse des Untergrundes / Unterbaus (entsprechend ZTVE-StB)		Ausgangswert für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus in cm		
		bei Bauklasse		
		SV, I, II	III, IV	V, VI
F1	nicht frostempfindlich	Bemessung nur auf Tragfähigkeit, nicht auf Frost		
F2	gering bis mittel frostempfindlich	55	50	40
F3	sehr frostempfindlich	65	60	50

SV, I, II = Schnellverkehrsstraße, Industriesammelstraße
 II, III = Hauptverkehrsstraße, Industriestraße, Straße im Gewerbegebiet
 III, IV = Wohnsammelstraße, Fußgängerzone mit Ladeverkehr
 V, VI = Anliegerstraße, befahrener Wohnweg, Fußgängerzone (ohne Busverkehr)

Tabelle 1.1:

Ausgangswert für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus (gemäß RStO 01)

Eine Bemessung gemäß RStO setzt voraus, dass auf dem Planum eines Untergrundes bzw. Unterbaus der Frostempfindlichkeitsklassen F2 und F3 ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen wird (Abbildung 1.1). Des Weiteren sind die Anforderungen an den Verdichtungsgrad (D_{Pr}) zu erfüllen. In Abhängigkeit von der geforderten Dicke des frostsicheren Oberbaus wird eine Frostschutzschicht (FSS) eingebaut, auf der ein Verformungsmodul

E_{v2} von mindestens 120 MN/m^2 (bei Straßen der Bauklassen SV und I bis IV) oder 100 MN/m^2 (bei Straßen der Bauklassen V und VI) nachgewiesen werden muss. Bei anstehenden Böden der Frostempfindlichkeitsklasse F1 ist keine Frostschutzschicht erforderlich.

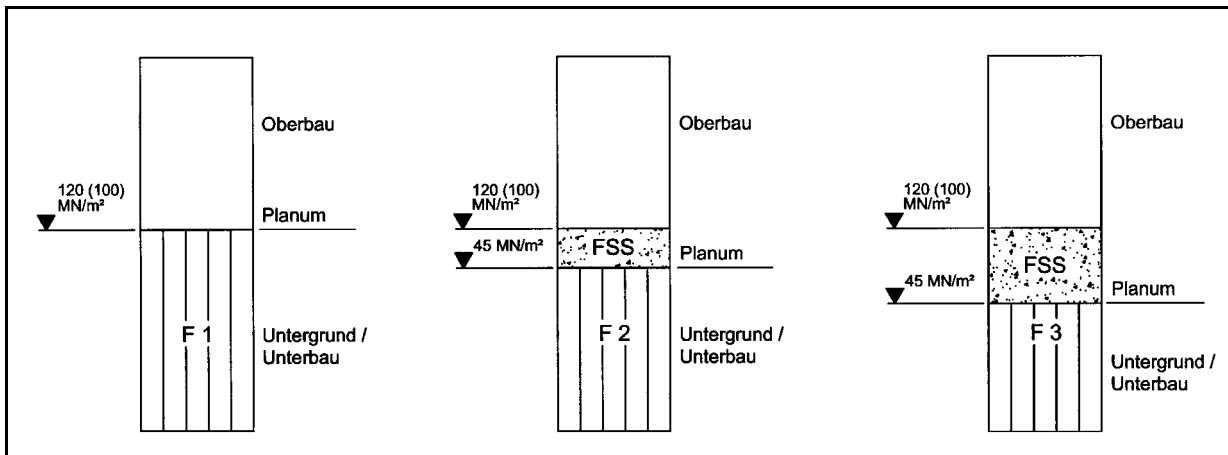


Abbildung 1.1:

Einfluss der Frostempfindlichkeit des Untergrundes bzw. Unterbaus auf die Dicke des frostsicheren Oberbaus und Anforderungen an den Verformungsmodul E_{v2} (gemäß RStO 01)

Können die Anforderungen an das Erdplanum nicht erfüllt werden, da der anstehende feine und gemischtkörnige Boden zu feucht ist, dann kann anstelle eines Bodenaustausches der Boden mit Bindemitteln verbessert werden. Seit etwa vierzig Jahren hat sich zur Verbesserung von bindigen Böden im Planumbereich von Verkehrsflächen die Verwendung von Weißfeinkalk oder Kalkhydrat bewährt. Sofort nach dem Einmischen des Kalkes wird der Boden gut bearbeitbar und anforderungsgerecht verdichtbar. Da sogenannte Bodenverbesserungen im Bedarfsfall und als Sofortmaßnahme durchgeführt werden, sind sie nicht bemessungswirksam. Im Gegensatz dazu kann eine Bodenbehandlung mit Bindemitteln auch mit dem Ziel durchgeführt werden, die Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Beanspruchungen aus Verkehr und Klima dauerhaft zu erhöhen. Dieses Verfahren, das Bodenverfestigung genannt wird, erfolgt nach der gleichen Technologie wie die Bodenverbesserung und kann gemäß RStO 01 mit einer Schichtdicke von maximal 20 cm auf die Dicke des frostsicheren Oberbaus angerechnet werden, wenn das Boden-Bindemittel-Gemisch in der Eignungsprüfung gemäß dem Teil B 11.5 der Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB) seine Frostsicherheit bewiesen hat. Die Lage von Bodenbehandlungen im Planumbereich und die unterschiedliche Bemessungswirksamkeit von Bodenverbesserungen und Bodenverfestigungen sind in Abbildung 1.2 illustriert.

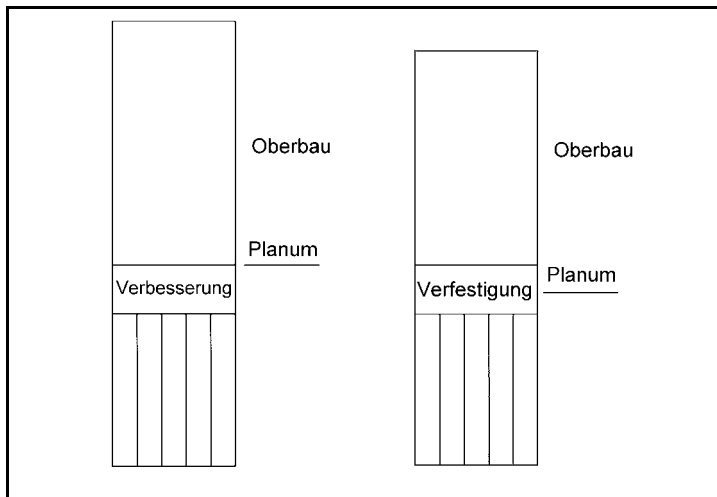


Abbildung 1.2:

Verbesserung und Verfestigung im Planumbereich von Verkehrsflächen

Wie sich bei einzelnen ausgeführten Straßen gezeigt hat, besitzen Bodenverbesserungen mit Weißfeinkalk oder Kalkhydrat nicht nur kurzfristig, sondern auch langfristig gute Gebrauchseigenschaften (VOSTEEN 1995, 1996, 1998, RITTER, STAUFF 1991). Es stellt sich daher die Frage, ob auch bei der Ausführung von Bodenverbesserungen mit Kalk die Dicke des frostsicheren Oberbaus reduziert werden kann. Voraussetzung hierfür ist, dass der kalkbehandelte Boden ein zu definierendes Maß der Frostepfindlichkeit nicht übersteigt, also keine schädlichen Frosthebungen verursacht und dauerhaft eine ausreichende Tragfähigkeit gewährleistet. Bestehende Kenntnisse über die Frostepfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen im Straßenuntergrund stammen in erste Linie aus Modellversuchen im Labor (BRANDL 1966, 1967, 1968, 1999, KLENGEL 1965, 1968). Über Beobachtungen aus Großversuchen oder Versuchsstrecken als ergänzende Quelle wurde bisher nur selten berichtet. Vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) wurde daher ein Forschungsvorhaben zum Gebrauchsverhalten kalkbehandelter Böden gefördert, welches Grundlage dieser Arbeit ist.

1.2 Ziel der Arbeit

Das Hauptziel dieser Arbeit ist es, mit Hilfe von Beobachtungen und Untersuchungen an vor Jahren hergestellten Bodenverbesserungen deren Gebrauchsverhalten festzustellen. Es soll die Frage beantwortet werden, unter welchen Bedingungen und in welchem Umfang durch die Behandlung des Bodens mit Kalk die Frostepfindlichkeit vermindert wird und ob bei der Ausführung von Bodenverbesserungen die Dicke des frostsicheren Oberbaus reduziert werden kann.

Die Ergebnisse der Forschungsarbeit sollen Einfluss nehmen auf die derzeitigen Regelwerke des Straßenbaus, wie beispielsweise die RStO (2001), in der die Wirksamkeit einer Boden-

behandlung für die Dicke des frostsicheren Oberbaus reglementiert ist. Insbesondere die Methode und das Kriterium zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen, die Bestandteil der TP BF-StB Teil B 11.5 und ZTVE-StB sind, sollen durch diese Forschungsarbeit überprüft und aktualisiert werden.

1.3 Vorgehensweise

Eingangs wurden die bestehenden Kenntnisse und Erfahrungen gesammelt und vorgestellt. Als Vorbereitung für das Versuchsprogramm wurden Verkehrsflächen mit kalkbehandelten Planumbereichen durch Befragungen zuständiger Bauverwaltungen, Bauunternehmungen, Ingenieurbüros und Prüfinstitute erfasst. Davon wurden 30 Strecken mit mehreren Jahren Gebrauchsdauer ausgewählt und ihr Zustand festgestellt und dokumentiert. Vergleichsstrecken ohne Bodenverbesserungen wurden ebenfalls in die Untersuchungen einbezogen. Es wurden Randbedingungen wie der Schichtenaufbau, die Schichtdicken und die Entwässerung aufgenommen, bei den Bauverwaltungen vorliegende Informationen über die Verkehrsbelastung und die Herstellbedingungen der Bodenverbesserungen gesammelt sowie die Frostbeanspruchung während der Gebrauchsdauer erfasst. In Ergänzung zur qualitativen Beurteilung des Gebrauchsverhaltens wurden Tragfähigkeitsmessungen auf den Planumschichten durchgeführt und untersucht, welche Bedingungen die Tragfähigkeit der Bodenverbesserungen beeinflussen. Vergleiche der aktuellen Tragfähigkeiten mit denen, die im Rahmen von Kontrollprüfungen direkt nach dem Einbau gemessen wurden, gaben Aufschluss über die Dauerhaftigkeit der Erhöhung der Tragfähigkeit von Bodenverbesserungen mit Kalk.

Für Laborversuche wurden ungestörte Proben aus den Planien sowie gestörte Proben der unbehandelten Ausgangsböden entnommen. Das Laborversuchsprogramm umfasste die Erkundung mineralogischer Veränderungen in verbesserten Böden sowie Versuche zum Verhalten gegenüber Wasser und Frost von den Bodenverbesserungen und den bindigen Ausgangsböden. Bei den durchgeführten Frostversuchen handelte es sich um drei verschiedene Varianten mit unterbrochenem oder permanentem Wassernachschub. Der Einfluss von stofflichen, technischen und technologischen Bedingungen auf die Frostempfindlichkeit von Bodenverbesserungen wurde überprüft. Gezielte Versuche zur Reaktivität der Böden erfolgten durch eine alternative Eignungsprüfung. Es wurden anhand der Versuchsergebnisse die Frostempfindlichkeit der Bodenverbesserungen bewertet und Kriterien formuliert, unter denen die Dicke des frostsicheren Oberbaus reduziert werden kann.

Die Abbildung 1.3 zeigt eine Übersicht der einzelnen Arbeitsschritte.

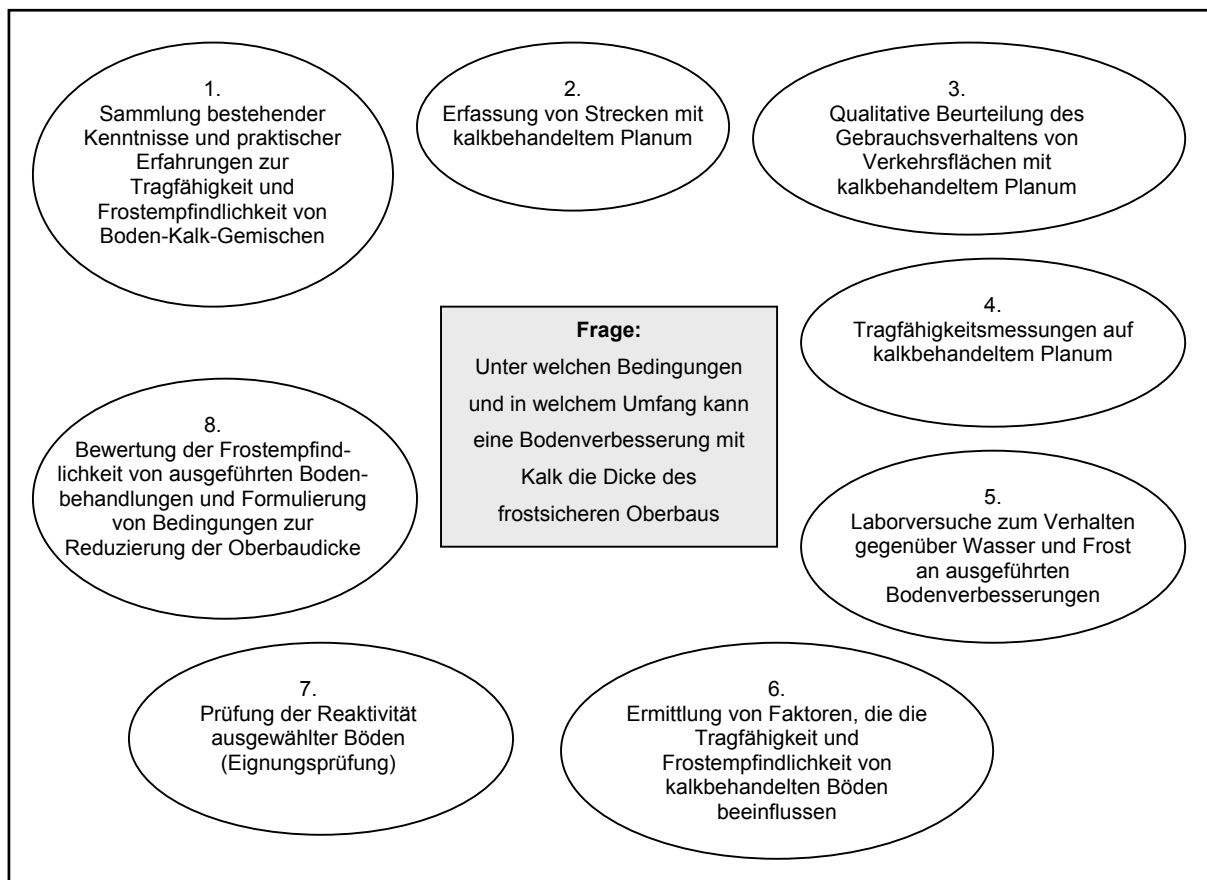


Abbildung 1.3:
Fragestellung und Arbeitsschritte

2 GRUNDLAGEN

2.1 Kalk

Unter dem Begriff Kalk werden alle Produkte zusammengefasst, die aus Kalkstein durch industrielle Veredelungsprozesse (Brennen, Löschen) gewonnen werden. Eine Untergruppe der Kalke bilden die Baukalke, bei denen zwischen den folgenden drei Sorten unterschieden wird.

- Weißfeinkalk (Feinkalk)
 - Kalkhydrat
 - hydraulischer Kalk.
- } Weißkalk

Die maßgebenden Bestimmungen über Baukalke sind in der DIN EN 459 Teil 1 und 2 (Baukalk) enthalten. Der Tabelle 2.1 sind die Anforderungen an die Zusammensetzung und Güte dieser Kalke zu entnehmen. Die Bezeichnung der Weißkalke und Dolomitzalke erfolgt nach dem Calcium- und Magnesiumanteil und der hydraulischen Kalke nach der Druckfestigkeit.

	Benennung der Baukalkart	Kurzzeichen	CaO + MgO [M.-%]	MgO [M.-%]	CO ₂ [M.-%]	SO ₃ [M.-%]	freier Kalk [M.-%]
1	Weißkalk 90	CL 90	≥ 90	≤ 5 ²⁾	≤ 4	≤ 2	-
2	Weißkalk 80	CL 80	≥ 80	≤ 5 ²⁾	≤ 7	≤ 2	-
3	Weißkalk 70	CL 70	≥ 70	≤ 5	≤ 12	≤ 2	-
4	Dolomitzalk 85	DL 85	≥ 85	≥ 30	≤ 7	≤ 2	-
5	Dolomitzalk 80	DL 80	≥ 80	> 5	≤ 7	≤ 2	-
6	Hydraulischer Kalk 2	HL 2	-	-	-	≤ 3 ¹⁾	≥ 8
7	Hydraulischer Kalk 3,5	HL 3,5	-	-	-	≤ 3 ¹⁾	≥ 6
8	Hydraulischer Kalk 5	HL 5	-	-	-	≤ 3 ¹⁾	≥ 3

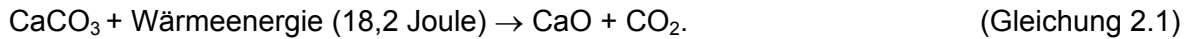
¹⁾ Ein SO₃-Anteil höher als 3 % und bis 7 % ist zulässig, wenn die Raumbeständigkeit nach 28 Tagen Wasserlagerung nach einem in EN 196-2 angegebenen Prüfverfahren nachgewiesen wurde.

²⁾ Ein MgO-Anteil bis 7 % ist zulässig, sofern die Prüfung der Raumbeständigkeit nach DIN EN 459-2:2001, 5.3 bestanden wurde.

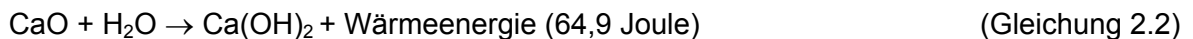
Tabelle 2.1:
Chemische Anforderungen für Kalk nach DIN EN 459-1

Weißkalke und hydraulische Kalke besitzen unterschiedliche Erhärtungseigenschaften. Während Weißkalke an der Luft erhärten und ihre Erhärtungsprodukte in Wasser geringfügig löslich sind, erhärten hydraulische Kalke auch unter Wasser und ihre Erhärtungsprodukte sind nahezu wasserunlöslich. Die Ursache für die unterschiedlichen Erhärtungseigenschaften liegen in der Herstellung und Zusammensetzung der Kalke. Ihre Kenntnis ist Grundlage zum Verständnis der Verfestigung von Böden mit Weißkalk und wird daher nachfolgend beschrieben.

Weißkalk entsteht durch das Brennen von Kalkstein, der weniger als 5 % der Tonfraktion (Korngröße < 0,002 mm) enthält. Das Brennen erfolgt bei Temperaturen unterhalb der Sinterung, d. h. bei 900 bis 1000 °C. Dabei entsteht aus dem Kalkstein (CaCO_3) Calciumoxid (CaO) unter Abgabe von Kohlendioxid (CO_2) entsprechend der Gleichung 2.1.



Weißfeinkalk ist der gebrannte Kalk in gemahlenem Zustand. Wird der Weißfeinkalk gelöscht, d. h. Wasser hinzugegeben, entsteht Kalkhydrat. Bei der chemischen Reaktion des Kalklöschens wird entsprechend der Gleichung 2.2 Calciumoxid (CaO) unter Zugabe von Wasser (H_2O) in Calciumhydroxid (Ca(OH)_2) umgewandelt, und Wärmeenergie wird frei.

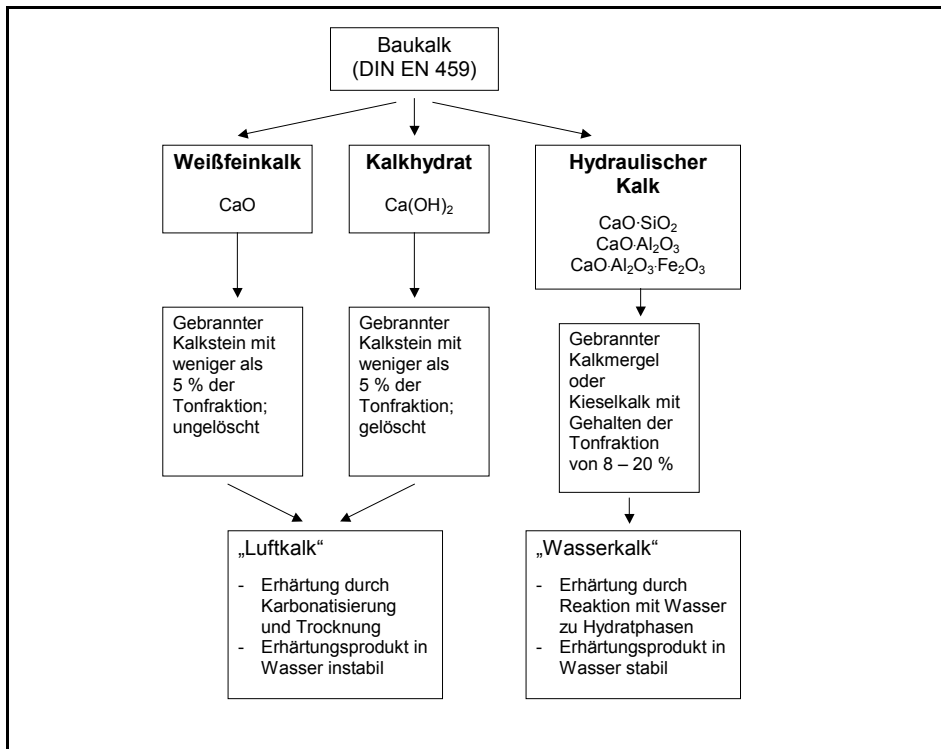


Das Erhärten von Weißfeinkalk und Kalkhydrat wird im Allgemeinen als Umsetzung des Calciumhydroxids (Ca(OH)_2) mit dem Kohlendioxid (CO_2) aus der Luft zu Calciumkarbonat (CaCO_3) erklärt. Der Vorgang wird Karbonatisierung genannt. Die chemische Reaktionsgleichung ist die Gleichung 2.3.



Kalk verliert nach längerer Liegezeit seine Reaktionsfähigkeit, wenn er durch Kohlendioxidaufnahme aus der Luft wieder zu Kalkstein reagiert. Vor der Verwendung des Kalkes sollte daher seine Reaktivität überprüft werden, indem gemäß DIN EN 459-2, Abschnitt 5.10, die bei einer Umsetzung mit Wasser einsetzende Temperaturerhöhung in Abhängigkeit von der Reaktionsdauer (Nasslöschkurve) bestimmt wird.

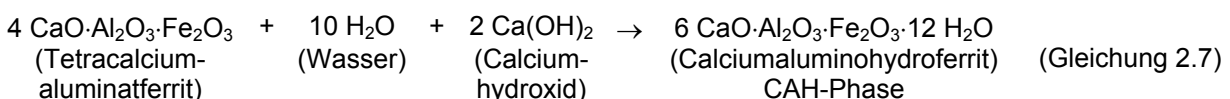
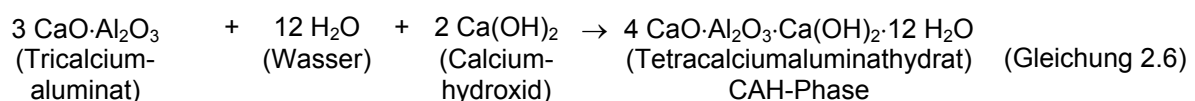
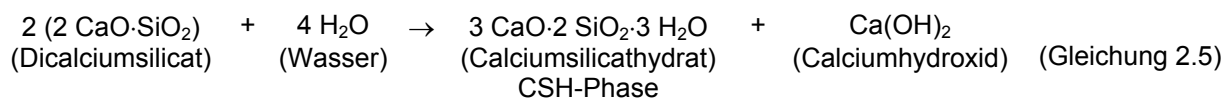
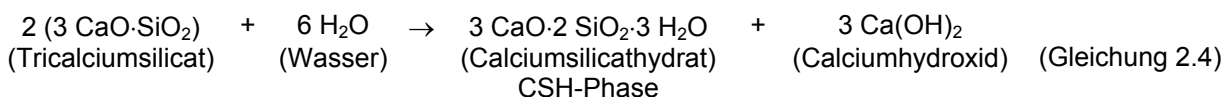
Da der hydraulische Kalk gegenüber dem Weißfeinkalk und Kalkhydrat den Vorteil besitzt, auch unter Wasser zu erstarren und wasserunlösliche Erhärtungsprodukte zu bilden, wird er auch als „Wasserkalk“ bezeichnet, und Weißfeinkalk und Kalkhydrat als „Luftkalk“. Zur Herstellung von hydraulischem Kalk werden Kalkmergel oder toniger Kieselkalk gebrannt. Diese Kalksteine besitzen Gehalte der Tonfraktion von 8 bis 20 % und damit einen höheren Tonanteil als die Kalksteine für die Herstellung von Weißkalk. Der höhere Tonanteil ist für die Erhärtung vorteilhaft, da die Tonfraktionen die Nebenbestandteile SiO_2 und Al_2O_3 , die sogenannten Hydraulefaktoren, enthalten. Für die fabrikmäßige Herstellung der hydraulischen Kalke werden die kalkhaltigen und tonhaltigen Rohstoffe bei 900 °C bis 1200 °C gebrannt. Ab Temperaturen von ca. 500 °C zerbricht das Kristallgitter des Tons und es entsteht amorphes Siliciumdioxid (SiO_2) und amorphes Aluminiumoxid (Al_2O_3). Bei rund 600 °C entstehender gebrannter Kalk reagiert mit dem amorphen SiO_2 und Al_2O_3 zu Calciumsilicaten und Calciumaluminaten. Diese verleihen dem Kalk die hydraulischen Eigenschaften, da sie in Verbindung mit Wasser zu festigkeitsbildenden CSH- und CAH-Phasen (Calciumsilicathydraten und -aluminathydraten) reagieren. Die Abbildung 2.1 zeigt im Überblick den Unterschied zwischen Weißfeinkalk, Kalkhydrat und hydraulischem Kalk.

**Abbildung 2.1:**

Zusammensetzung und Eigenschaften von Weißfeinkalk, Kalkhydrat und hydraulischem Kalk

Im Gegensatz zu Kalk besitzt Zement bessere Erhärtungseigenschaften aufgrund seines optimalen Verhältnisses von Kalkstein zu Tonboden (3 : 1) und der höheren Brenntemperatur (bis 1450 °C). Bei Temperaturen über 1200 °C, also bei Temperaturen, bei der die Herstellung der Kalke beendet ist, wird weiteres Calciumoxid gebunden, wobei sich aus dem Dicalciumsilicat das schneller erhärtende Tricalciumsilicat bildet.

Entsprechend den Gleichungen 2.4 bis 2.7 reagieren die Calciumsilicate und -aluminat mit Wasser zu festigkeitsbildenden Hydratphasen (CSH- und CAH-Phasen), wobei Unterschiede in Bezug auf die Geschwindigkeit der Erhärtung und die Endfestigkeit bestehen (KRENKLER 1980).



Calciumsilicate und -aluminate sind in Zement und hydraulischem Kalk durch den Herstellprozess enthalten. Um Weißkalke in hydraulisch erhärtende Kalke umzuwandeln, können dem Weißkalk sogenannte Puzzolane zugegeben werden. Künstliche Puzzolane fallen als Nebenprodukte bei verschiedenen industriellen Verfahren an, beispielsweise Hochofenschlacke, Braunkohlefilterasche, Flugasche, Ölschieferrückstände, Ziegelmehl sowie Silicastaub (MENG 1996, KÜHL 1967). Zu den natürlichen Puzzolanen zählen bestimmte Erdtypen (Puzzolanerde, Santorinerde, Trass) und andere mineralische Stoffe (Kieselgur, Molererde, Diatomeenerde, Gaize, Tripel). Die Puzzolane werden „latent hydraulisch“ genannt, weil sie allein nicht mit Wasser reagieren. Wird ihnen jedoch Kalk hinzugesetzt, entsteht ein hydraulisches Bindemittel. Ursache der Wirkung der Puzzolane ist ihr hoher Gehalt an reaktionsfähigem Siliciumdioxid und Aluminiumoxid. Der Gesamtgehalt an Kieselsäure beträgt im Allgemeinen zwischen 50 und 80 % (KRENKLER 1980). Ob die Kieselsäure mit dem Kalk zu Calciumsilicaten und letztendlich zu CSH-Phasen reagiert, ist jedoch von ihrer Struktur abhängig. Nur Kieselsäure mit einer amorphen, d. h. gestaltlosen, nicht kristallisierten Struktur ist in der Lage, mit dem Kalk unter Bildung von Calciumsilicaten zu reagieren. Im Quarzsand, Quarzkies und in quarzitischen Gesteinen liegt die Kieselsäure in kristalliner Form vor, so dass die einzelnen Si-Moleküle, die in einer Nahordnung fest miteinander verbunden sind, nicht mit Säuren und Laugen zu reagieren vermögen.

Des Weiteren ist für die Wirksamkeit eines Puzzolans seine Löslichkeit maßgebend. Die wird im Wesentlichen von folgenden Faktoren bestimmt:

- den physikalischen Eigenschaften, insbesondere der Korngröße des Puzzolans
- der mineralogischen Zusammensetzung (Glasgehalt) des Puzzolans
- dem pH-Wert der Porenlösung
- der Temperatur.

Die Feinheit des Puzzolans beeinflusst außerdem die Reaktionsgeschwindigkeit.

2.2 Boden

2.2.1 Mineralische Bestandteile von Böden, insbesondere von feinkörnigen und gemischtkörnigen Böden

Gesteine und Böden besitzen den gleichen Ursprung, und zwar das Ausgangs- oder Urgestein. Dieses Ausgangsgestein besteht vorwiegend aus Silicaten (z. B. Feldspäte, Glimmer) und Quarz. Diese Minerale werden auch als Primärminerale bezeichnet.

Quarz ist das Anhydrit der Kieselsäure (SiO_2). Infolge der sehr stabilen Gerüststruktur ist Quarz äußerst verwitterungsbeständig und bleibt in seiner ursprünglichen Form erhalten.

Im Gegensatz dazu unterliegen die Silicate dem Abbau durch Verwitterung. Sie beginnt an Kanten oder Spaltrissen und erfasst zunehmend das ganze Mineral. Die Verwitterungsprodukte werden entweder

- vollständig gelöst und dann möglicherweise mobilisiert oder
- in amorphe Oxide und Hydroxide sowie
- kristalline Neubildungen, wie Tonminerale, umgewandelt (HEIM 1990).

Die neu gebildeten Minerale werden auch als Sekundärminerale bezeichnet.

Bei der chemischen Verwitterung von Glimmern (Dreischichtsilicat, z. B. Biotit, Muskovit), werden die Kalium-Ionen (K^+ -Ionen) der Zwischenschichträume durch Hydrolyse und Wasserstoffionenangriff herausgelöst und durch Oxonium- bzw. Hydronium-Ionen ersetzt. Mit fortschreitender Verwitterung nehmen die Korngröße und der Kalium-Gehalt ab. Als Endprodukt entstehen neue Minerale mit der gleichen Grundstruktur, und zwar Dreischicht-Tonminerale; mit abnehmenden K-Gehalten sind dies Illit, Vermiculit und Montmorillonit (SCHROEDER 1992, MASON, MOORE 1985).

Die Hydrolyse führt beim Feldspat in langen Zeiträumen bis zum völligen Zerfall des Minerals (NEUMANN 1964, SCHROEDER 1992). Zunächst befinden sich die freigesetzten Ionen in echter Lösung. Die weitere Entwicklung der freigesetzten Ionen ist unterschiedlich. Bei einem Teil besteht die Tendenz zur Zusammenballung, um Klümpchen kolloidaler Größe zu formen. Diese sind vorerst noch amorpher, wenig geordneter (parakristalliner) Natur, nehmen aber im Laufe der Zeit kristalline Ordnungsstrukturen an und liegen dann als Zweischicht- und Dreischicht-Tonminerale vor (MASON, MOORE 1985). Die in der Verwitterungslösung vorhandenen Si-, Al-, Fe-, Mn-Verbindungen, die sich nicht zu Tonmineralen formierten und nicht fortgeschwemmt wurden, bleiben als sekundäre Oxide und Hydroxide mit amorpher Struktur im Boden vorhanden (SCHROEDER 1992).

Da amorphes SiO_2 und Al_2O_3 einem Boden puzzolane Eigenschaften verleihen, kann geschlussfolgert werden, dass das Vermögen eines Bodens zur Verfestigung mit Kalk von seinem Verwitterungsgrad beeinflusst wird.

Eine der Voraussetzungen für die Bildung von Tonmineralen ist, dass die Verwitterungsprodukte nicht gleich nach ihrer Entstehung mobilisiert und dem Bildungsbereich entzogen werden. Eine weitere Voraussetzung ist, dass SiO_2 und Al_2O_3 gemeinsam aus der Lösung ausgeschieden werden. Der pH-Wert entscheidet dabei über die Löslichkeit von SiO_2 und Al_2O_3 und ihr in der Verwitterungslösung vorliegendes Mengenverhältnis (Abbildung 2.2). Besitzt die Verwitterungslösung einen pH-Wert zwischen 4 und 5, was einem Verhältnis von $\text{Al}_2\text{O}_3 : \text{SiO}_2 = 1 : 2$ entspricht, dann sind die Bildungsbedingungen für das Tonmineral Kaolinit ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2 \text{SiO}_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$) günstig. Die Bildung des Tonminerals Kaolinit erfolgt also bei einer schwach sauren Reaktion der Verwitterungslösungen. Sind die Verwitterungslösungen alkalisch (pH = 8 bis 9), was einem Verhältnis von $\text{Al}_2\text{O}_3 : \text{SiO}_2 = 1 : 4$ entspricht, dann sind die Bildungsbedingungen für das Tonmineral Montmorillonit ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4 \text{SiO}_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$) günstig (NEUMANN 1964).

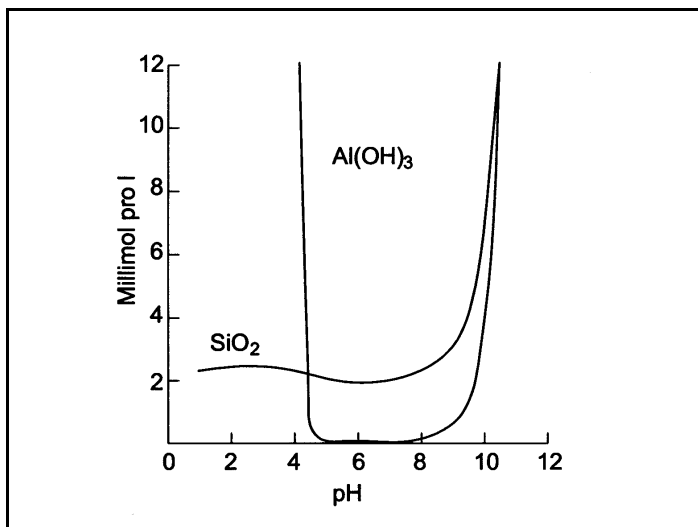


Abbildung 2.2:

Löslichkeit von amorphem SiO_2 und $\text{Al}(\text{OH})_3$ in Abhängigkeit vom pH-Wert bei 25 °C (MASON, MOORE 1985)

Insgesamt betrachtet ist die Mineralzusammensetzung eines Bodens abhängig vom Mineralbestand des Ausgangsgesteines, dem Bildungsmilieu (Temperatur, Feuchtigkeit, pH-Wert) sowie vom Verwitterungsgrad. Anhand der Korngrößenverteilung kann sehr grob auf die Mineralzusammensetzung eines Bodens geschlossen werden (SCHROEDER 1992). Die Sandfraktion besteht, wie Abbildung 2.3 demonstriert, hauptsächlich aus Quarz. Die Tonfraktion ist größtenteils aus Tonmineralen und sekundären Oxiden und Hydroxiden zusammengesetzt. Die Schluff-Fraktion besitzt sowohl primäre als auch sekundäre Minerale. Im Vergleich zu den anderen Fraktionen findet man in der Schluff-Fraktion die größten Anteile an amorphen Oxiden und Hydroxiden.

Da beispielsweise Lösslehme, die einen großen Anteil der Schluff-Fraktion besitzen, mit Kalk hohe Festigkeiten entwickeln, besteht der Grund zur Annahme, dass die durch Verwitterung entstandenen amorphen Strukturen zur Puzzolanität eines Bodens beitragen.

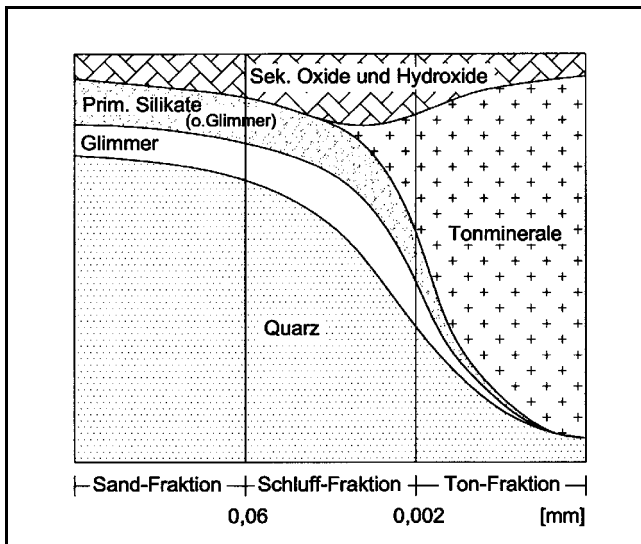


Abbildung 2.3:
Mittlere Gehalte der verbreitetsten Minerale (SCHROEDER 1992)

2.2.2 Tonminerale

2.2.2.1 Struktur der Tonminerale

Die Tonminerale sind eine Gruppe stabiler Sekundärminerale, die aus der Verwitterung von Silicaten hervorgehen. Sie setzen sich aus Tetraederschichten und Oktaederschichten zusammen (Abbildung 2.4).

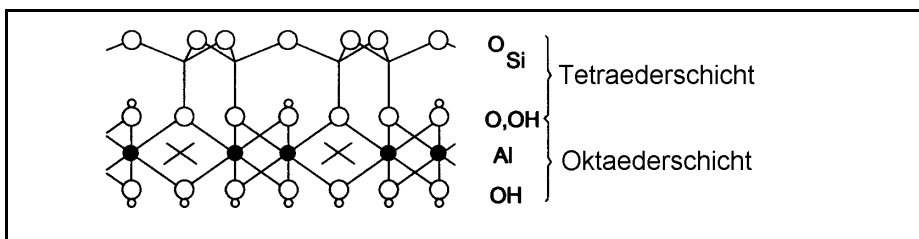


Abbildung 2.4:
Tetraeder- und Oktaederschichten (LAGALY, KÖSTER in JASMUND, LAGALY 1993)

Eine Si-O-Tetraederschicht besteht aus mehreren tetraedrisch angeordneten Gruppen von vier Sauerstoff-Ionen um ein Silicium-Ion als Zentral-Ion, wobei das Silicium-Ion (Si^{4+}) z. T. durch ein Aluminium-Ion (Al^{3+}) ersetzt werden kann (isomorpher Ersatz). Die Tetraeder sind über gemeinsame Sauerstoff-Ionen zu Schichten verbunden. Freie Sauerstoff-Ionen weisen in Form von Spitzen in eine Richtung. Die Al-OH-Oktaederschicht wird aus Komplexen gebildet, die aus sechs oktaedrisch angeordneten OH-Ionen bestehen, welche ein Zentral-Ion, meist ein Aluminium-Ion, umgeben. Das zentrale Aluminium-Ion kann durch Ionen niedrigerer Wertigkeit isomorph ersetzt werden.

Tonminerale bestehen aus übereinandergestapelten Oktaeder- und Tetraederschichten, wodurch sie eine plättchenförmige Gestalt erhalten. In Abhängigkeit von der Abfolge der Oktaeder- und Tetraederschichten werden Zweischicht- bis Vierschicht-Tonminerale unterschieden.

Die Grundstruktur eines Zweischicht-Tonminerals oder 1:1-Tonminerals besteht aus einer abwechselnden Folge von Tetraeder- und Oktaederschichten (TO-Struktur). Als Elementarschicht wird bei den Zweischicht-Tonmineralen das aus einer Tetraeder- und Oktaederschicht bestehende Schichtpaket bezeichnet. Der Abstand zwischen den gleichen Ebenen zweier übereinander gestapelter Elementarschichten wird Basis- oder Schichtabstand genannt. Er kann mittels Röntgenographie bestimmt werden und stellt eine charakteristische Struktureigenschaft des Tonminerals dar. Die übereinandergestapelten TO-Schichten sind, abgesehen von den äußeren Bereichen der Tetraederschichten, ungeladen. Der Zusammenhalt der ungeladenen Elementarschichten erfolgt über OH-O-Bindungen (Wasserstoffbrückenbindungen). Die Sauerstoff-Ionen der Tetraederschicht sind mit den Hydroxid-Ionen der Oktaederschicht verbunden (JASMUND, LAGALY 1993). Eine Wasserstoffbrückenbindung ist relativ stark. Wassermoleküle können daher bei den Zweischicht-Tonmineralen nicht zwischen die Elementarschichten eindringen, so dass sie kaum zu Schwellung oder Schrumpfung neigen. Die resultierende Gesamtoberflächenladung ist gering, so dass nur dünne und nur schwach gebundene Hydrathüllen die Bodenpartikel umgeben. Das wichtigste Mineral der Zweischicht-Tonminerale ist Kaolinit, ferner Halloysit. Kaolinit besitzt die Struktur mit der höchsten Gitterordnung (HEIM 1990).

Die Grundstruktur eines Dreischicht-Tonminerals oder 2:1-Tonminerals setzt sich zusammen aus zwei Tetraederschichten, die eine Oktaederschicht umgeben (TOT-Struktur). Im Bereich zwischen den Elementarschichten liegen sich die Sauerstoff-Atome von zwei Tetraederschichten gegenüber. Um eine Bindung dieser negativ geladenen Außenflächen zu erreichen, versuchen die Elementarschichten positiv geladene Kationen (z. B. K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+}) an sich zu ziehen und zwischen sich einzulagern (sogenannte Zwischenschichtkationen). Der Zusammenhalt der Elementarschichten eines Dreischicht-Tonminerals erfolgt über die Anziehungskräfte der eingelagerten Kationen. Es handelt sich folglich um eine Ionenbindung. Da Ionenbindungen relativ schwach sind, können Wassermoleküle leicht zwischen die Elementarschichten eindringen und das Kristallgitter aufweiten (innerkristalline Quellung). Montmorillonit, ein Dreischicht-Tonmineral, hat ein großes Quell- und Schrumpfpotential. Besonders ausgeprägt ist die innerkristalline Quellung bei niedrig geladenen Zwischenschichtkationen. Illit, ebenfalls ein Dreischicht-Tonmineral, verfügt aufgrund der eingelagerten Kalium-Ionen über eine relativ feste Ionenbindung, so dass ein Eindringen von Wasser nur am Rand stattfindet. Bei hochgeladenen Illiten und Glimmern entfällt die Schichtaufweitung.

Chlorit gehört zu den Vierschicht-Tonmineralen. Es besitzt eine Elementarschicht aus der Abfolge Tetraeder-, Oktaeder, Tetraeder- und Oktaederschicht. Aufgrund der äußerst festen Wasserstoffbindung nehmen Chlorite keine Moleküle in ihre Struktur auf und besitzen keine innerkristalline Quellfähigkeit.

Je geringer die Größe der Tonminerale, desto weniger ausgeprägt bleibt ihre Kristallinität, und wahrscheinlich gibt es keine scharfe Grenze mehr zwischen unzulänglich kristallisierten Tonmineralen und amorphen Äquivalenten, die man als Alumosilicat-Gele ansehen kann (MASON, MOORE 1985). Die Unterscheidung der Tonminerale ist erst ab Korndurchmessern $< 0,002 \text{ mm}$ möglich und damit ab einer Korngröße, die im bodenmechanischen Labor nicht mehr erfasst wird. Wie der Abbildung 2.5 zu entnehmen ist, besitzen Montmorillonite die geringste Teilchengröße und somit die geringste Kristallinität. Mit zunehmender Teilchengröße folgen Illit, Kaolinit und Quarz. Dies erklärt, warum Böden mit einem hohen Montmorillonitanteil bei der Behandlung mit Kalk größere Festigkeiten entwickeln als Böden mit einem hohen Kaolinitanteil. Wie bereits von den Puzzolanen berichtet wurde (Kapitel 2.1), steigt mit abnehmender Korngröße die Löslichkeit und damit seine Wirksamkeit.

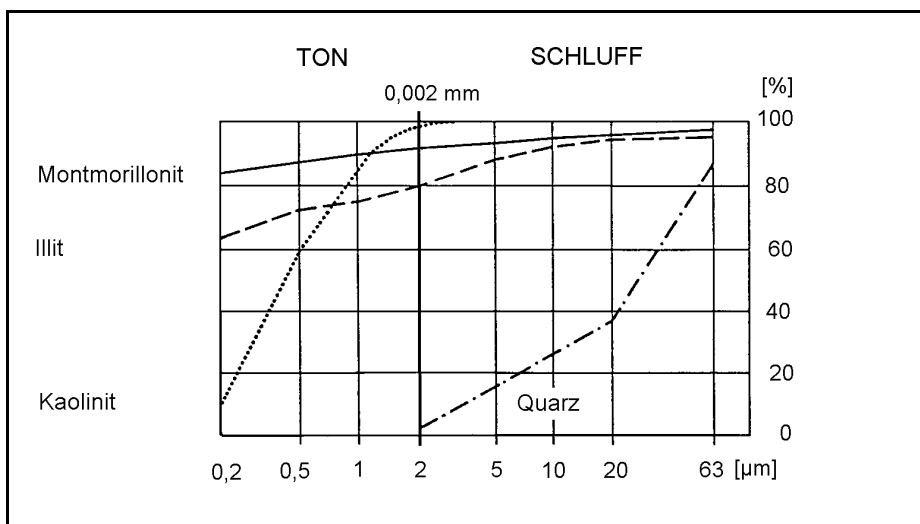


Abbildung 2.5:
Korngrößenverteilung der Minerale (MASON, MOORE 1985)

2.2.2.2 Eigenschaften der Tonminerale

Eine besondere Eigenschaft der Tonminerale ist die Kationenadsorption und die Kationenaustauschfähigkeit. Ursache dieser Eigenschaften sind die negativen elektrischen Oberflächenladungen der Tonminerale. Sie entstehen zum einen, wenn höherwertige Zentralkationen durch niederwertigere Kationen ersetzt werden (isomorpher Ersatz). Zum Ausgleich der negativen Überschussladung versuchen die Elementarschichten positiv geladene Kationen an sich zu ziehen und als Zwischenschichtkationen einzulagern (Abbildung 2.6).

Solche Zwischenschichtkationen, die keine festen Gitterplätze einnehmen, sind gegen andere Kationen austauschbar. Neben dieser permanenten negativen Ladung, die durch den isomorphen Ersatz bedingt ist, gibt es noch die variable Ladung, die vom pH-Wert der Bodenlösung abhängt. Sie wird durch Kationenumtausch aller auf der Oberfläche auftretenden O-, OH- und (OH)₂-Gruppen erzeugt. Betroffen sind vor allem die Seitenflächen, Kanten und Ecken der Minerale. Hier wurden durch Verwitterung unter Beteiligung von H- und OH-Ionen des Wassers die Bindungen der Si-O-Tetraeder und Al-OH-Oktaeder gesprengt, so dass ihre am Rand befindlichen Kationen mit unvollständiger Umgebung vorliegen. Während die Al-OH-Gruppen basischen Charakter haben, also Anionen adsorbieren, haben die Si-OH-Gruppen schwach sauren Charakter (GROSSMANN 1966). Ab einem pH-Wert von 5 bis 6 nimmt bei steigender OH-Konzentration die Dissoziation von H⁺-Ionen der Si-OH-Gruppen zu, und die negative Oberflächenladung steigt (SCHROEDER 1992). Die dissoziierten H⁺-Ionen können durch andere Kationen ausgetauscht werden. Je größer die spezifische Oberfläche eines Tonminerals, desto mehr Bruchflächen sind vorhanden und desto stärker steigt bei einer Erhöhung des pH-Wertes die negative Oberflächenladung und die Kationenaustauschkapazität des Tonminerals.

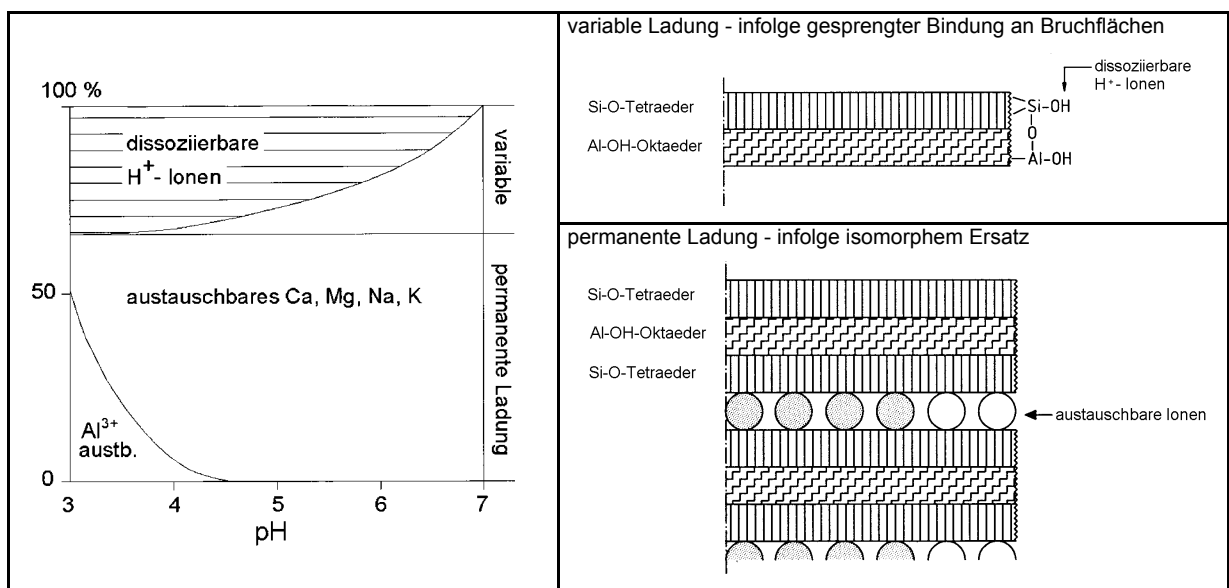


Abbildung 2.6:

Elektrische Ladungen der Tonminerale und Kationenaustauschplätze (nach HEIM 1990, SCHROEDER 1992)

Hinsichtlich der Bodenbehandlung mit Kalk bedeutet dies, dass bei ausreichender Kalkzugabe der pH-Wert der Bodenlösung erhöht wird, dadurch die H⁺-Ionen der Si-OH-Gruppen dissoziieren und Calcium-Ionen (Ca²⁺) an den ehemaligen Bindestellen der H⁺-Ionen angelagert werden können. Möglicherweise reagieren die an den Bruchflächen entstandenen Si-O-Ca-Gruppen mit Wasser zu verfestigenden CSH-Phasen. Der Kationenaustausch an den Bruchflächen der Si-Tetraeder würde folglich hydraulische Erhärtung bedingen. Bekräftigt wird diese Theorie durch die Tatsache, dass die Dissoziation von H⁺-Ionen mit steigender

Salzkonzentration der Bodenlösung erhöht wird (SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992), und ein Anstieg der Reaktionen zwischen Boden und Kalk bei Zugabe von Salz festgestellt wurde (RAJASEKARAN et al. 1996).

Neben den Tonmineralen sowie dem Milieu beeinflussen auch die Kationen selbst die Austauschkapazität. Es besteht zwischen den Kationen eine starke Konkurrenz um Austauschplätze. Höherwertige Kationen und damit schwächer hydratisierte Ionen besitzen eine höhere Eintauschstärke und Haftstärke als niederwertige und damit stärker hydratisierte Kationen. Der Grund dafür ist, dass kleinere Hydrathüllen die positiven Ladungen schwächer abschirmen und dadurch von den negativen Ladungen der Austauscher stärker angezogen werden. Betrachtet man die Eintauschstärke und Haftfestigkeit, so ist sie in folgender Reihe (Lyotrope Reihe) abnehmend: $\text{Al}^{3+} > \text{Ba}^{2+} > \text{Sr}^{2+} > \text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+} > \text{K}^+ > \text{Na}^+ > \text{Li}^+$.

Das Calciumion besitzt somit eine höhere Eintauschstärke und Haftfestigkeit als die in der Lyotropen Reihe weiter links stehenden Ionen. Neben den eigenen Eigenschaften des Kations ist aber auch sein Mengenverhältnis in der Bodenlösung für die Eintauschstärke bestimmend. Für das Kation gilt, dass sein Anteil am Kationenbelag mit seiner Konzentration in der Bodenlösung ansteigt. Wie SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL (1992) berichten, nimmt z. B. der Anteil der eingetauschten NH_4 -Ionen bei steigender NH_4 -Konzentration in der Bodenlösung progressiv zu und nähert sich asymptotisch einem Endwert der Eintauschmenge. Das bedeutet für die Kalkbehandlung von Böden, dass bei einer Steigerung der Kalkzugabemenge die Eintauschstärke der Calcium-Ionen erhöht wird, und Calcium-Ionen sich im Konkurrenzkampf mit den anderen Kationen besser behaupten können.

Zusammengefasst verändert eine Kalkzugabe die Calcium-Ionen-Adsorption eines Tonminerals in folgender Weise:

- Mit Zugabe von Calcium steigt der pH-Wert und die Dissoziation der H^+ -Ionen an den Bruchflächen der Tonminerale. Dies führt zu einem Anstieg der negativen Oberflächenladung des Tonminerals und einer Erhöhung der Ca-Ionen-Adsorption bzw. einer allgemeinen Erhöhung der Kationenadsorption.
- Mit zunehmender Konzentration von Calcium steigt die Eintauschstärke der Calcium-Ionen gegenüber anderen Kationen.

Insgesamt betrachtet können die Tonminerale nach der Struktur und ihren in Tabelle 2.2 genannten Eigenschaften grob in die Gruppe der Kaolinite, die Gruppe der glimmerartigen Tonminerale (Illit, Vermiculit und Übergangsmminerale zwischen Illiten und Montmorilloniten sowie Vermiculiten), die Gruppe der Montmorillonite und die Gruppe der Chlorite eingeteilt werden.

Kaolinite besitzen infolge einer festen Bindung der Schichten zueinander keine Aufweitbarkeit und keine zugängliche innere Oberfläche. Die spezifische Oberfläche und die Kationen-

austauschkapazität sind gegenüber den anderen Tonmineralen gering (Tabelle 2.3). Montmorillonite hingegen besitzen eine geringe Partikelgröße, eine starke Aufweitbarkeit und dadurch eine große spezifische Oberfläche. Ihre Kationenaustauschkapazität ist vergleichsweise hoch. Die glimmerartigen Tonminerale nehmen bezüglich der Eigenschaften eine Zwischenposition ein. Ihre Quellneigung und Kationenaustauschkapazität hängen vom Verwitterungsgrad ab (GROSSMANN 1966).

Struktur und Eigenschaften	Kaolinit	Illit	Übergangsminerale *)	Vermiculit	Montmorillonit	Chlorit
Gittertyp	1:1	2:1				2:1:1
Isomorpher Ersatz	-	vorwiegend in Tetraedern			vorwiegend in Oktaedern	in Tetraedern und Oktaedern
negativer Ladungsüberschuss (L)	~ 0	0,6 - 0,9			0,25 - 0,60	~ 0
Aufweitbarkeit	-	-	x	xx	xxx	-
Zugängliche innere Oberfläche	-	x	xx	xxx	xxx	-
Wasserhaltevermögen	x	xx	xxx	xxxx	xxx	x
Adsorptionsvermögen	x	xx	xxx	xxxx	xxx	x
Plastizität, Kohäsion	x	x	xx	xxx	xxx	x

*) Übergangsminerale mit intermediären Eigenschaften (K-Gehalt, Quellbarkeit, Adsorptionsfähigkeit): Sie existieren zwischen Illiten und Montmorilloniten sowie Vermiculiten.

x = gering, xx = mäßig, xxx = ausgeprägt, xxxx = sehr ausgeprägt

Tabelle 2.2:

Übersicht über Struktur und Eigenschaften der Tonminerale (SCHROEDER 1992)

Die spezifische Oberfläche und Kationenaustauschkapazität der Huminstoffe übersteigen noch die der Montmorillonite (vgl. Tabelle 2.3). Bei den Huminstoffen wird unterschieden in Humate, Humine und Fulvate. Die Kationenaustauschkapazität der Humate ist höher als bei den Huminen und höher als bei den Fulvaten (SCHROEDER 1992). Huminstoffe im Boden können bei einer Behandlung mit Kalk die Calcium-Ionen aufnehmen und einer Wirksamkeit entziehen (THOMPSON 1966, HIRT 1969, FAVEAU 1976). Organische Substanzen können außerdem mit den aus der Verwitterung freigesetzten Aluminium-Ionen Komplexe bilden. Dadurch wirkt organische Substanz im Allgemeinen hemmend bei einer Kalkbehandlung.

Austauscher	spezifische Oberfläche [m ² /g]	Kationenaustauschkapazität [val/g]
Kaolinite u. Halloysite	10 - 150	0,03 - 0,15
Illite	50 - 200	0,2 - 0,5
Vermiculite	600 - 700	1,5 - 2,0
Smectite (Montmorillonit, Beidellit, Nontronit)	600 - 800	0,7 - 1,3
Montmorillonit	500 - 800	0,6 - 1,2
Chlorite	< 200	0,1 - 0,4
Allophane	700 - 1100	0,1 - 0,5
Huminstoffe (Humate, Humine, Fulvate)	800 - 1000	1,8 - 3,0

Tabelle 2.3:

Spezifische Oberfläche, potentielle Kationenaustauschkapazität von Austauschern in Böden (zusammengestellt nach SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992)

2.2.3 Wasser im Boden

2.2.3.1 Wasserbindung

Ein Boden setzt sich zusammen aus Feststoffen und Hohlräumen, den sogenannten Poren, die mit Flüssigkeit (z. B. Wasser) gefüllt sein können und gegebenenfalls Gas (z. B. Luft) enthalten. Ein Teil des Bodenwassers, der dem Einfluss der Schwerkraft und Strömungskräften folgt, wird als freies Porenwasser bezeichnet, ein anderer Teil unterliegt der Wirkung verschiedener Kräfte zwischen Festkörpergrenzflächen, Ionen und Wasserdipolen und wird als gebundenes Porenwasser bezeichnet. In Abhängigkeit von den Bindungskräften wird unterschieden zwischen dem Kapillarwasser, das an Berührungsstellen fester Teilchen und in engen Porenkanälen existiert, sowie dem Adsorptionswasser, das die Bodenpartikel als Hülle umgibt (Abbildung 2.7). Das gebundene Wasser entspricht folglich der Summe aus Kapillarwasser und Adsorptionswasser.

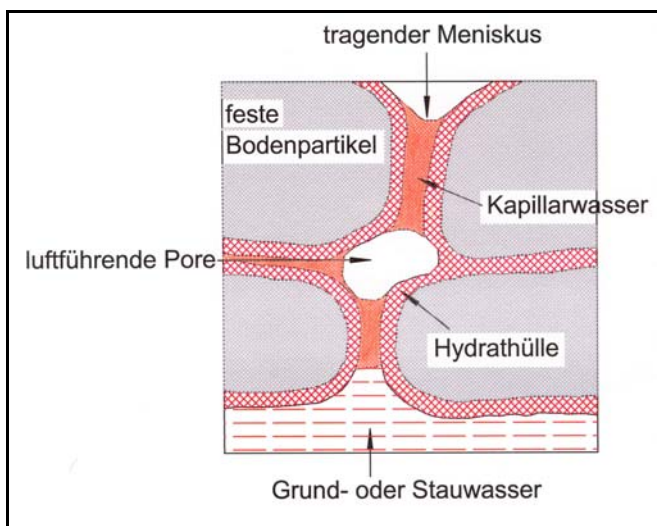


Abbildung 2.7:

Kapillarwasser und Adsorptionswasser (Hydrathüllen) (nach SCHROEDER 1992)

Hydrathüllen werden gebildet, da die negativ geladenen Oberflächen feiner Bodenpartikel ein elektrisches Kraftfeld erzeugen und polarisierte Wassermoleküle und Ionen anziehen. Die Adsorptionsspannung ist an der Oberfläche am größten und nimmt mit wachsender Entfernung von der Oberfläche ab. Anhand der Bindungsstärke wird das Adsorptionswasser in Schichten eingeteilt (Abbildung 2.8). Das an die Oberfläche fest gebundene Wasser wird der STERN-Schicht zugeordnet und auch als kristallines oder hygroskopisches Wasser bezeichnet. Die Wassermoleküle ordnen sich im Kraftfeld kettenartig und senkrecht zur Oberfläche des Bodenteilchens an. In der an die STERN-Schicht anschließenden GOUY-Schicht sind die Moleküle lose gebunden und werden mit wachsender Entfernung zur Oberfläche beweglicher. Schließlich geht dann das gebundene Wasser in das freie Porenwasser über. Da die

Ränder des Adsorptionswassers nicht scharf begrenzt sind, wird die durch die STERN- und GOUY-Schicht gebildete Hydrathülle auch als diffuse Doppelschicht bezeichnet (SZÉCHY 1963, LUDWIG 1993, VOIGT, 1994).

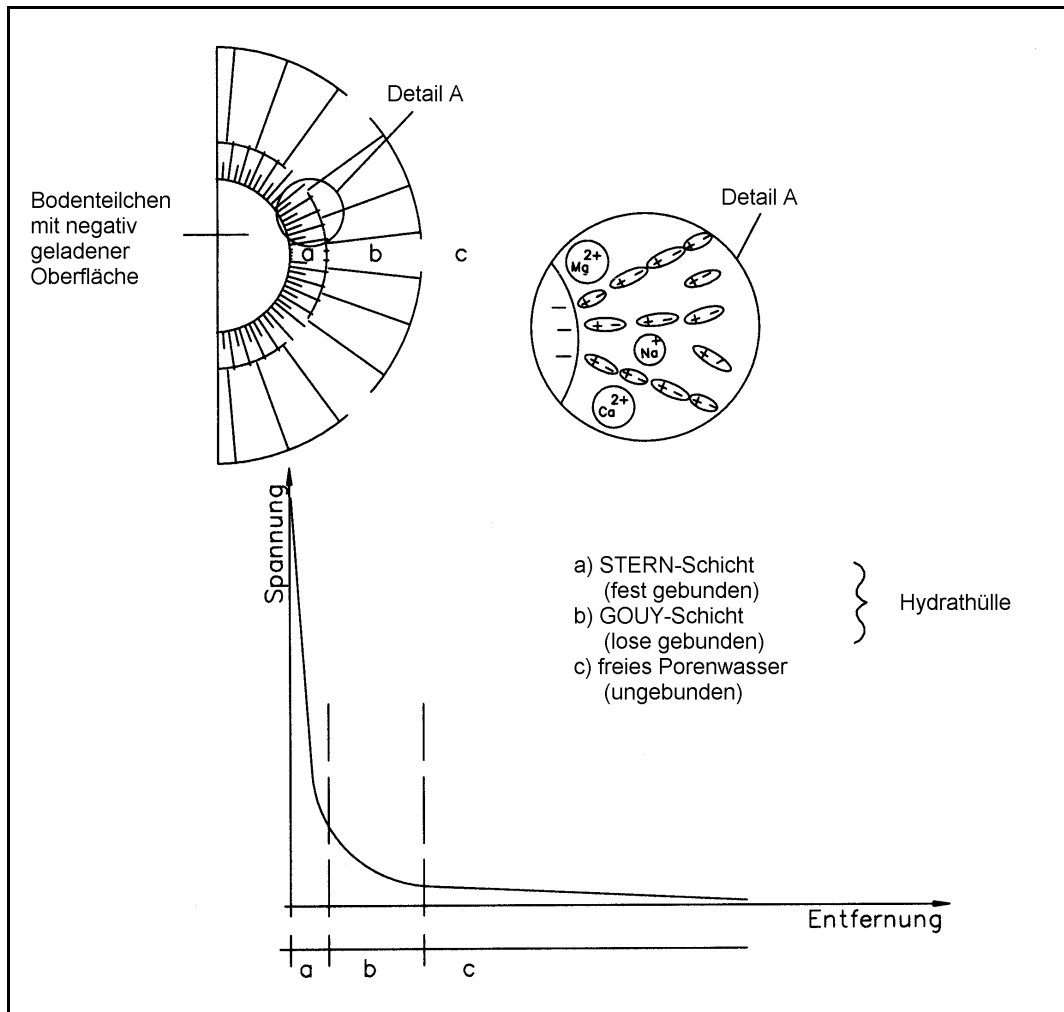


Abbildung 2.8:

Adsorptionswasserschicht (Hydrathülle) mit fest gebundener STERN- und lose gebundener GOUY-Schicht (nach SZÉCHY 1963, VOIGT 1994)

Das Volumen der Hydrathülle ergibt sich aus dem Produkt seiner Dicke und Fläche. Die Fläche der Hydrathülle ist von der spezifischen Oberfläche der Partikel und somit der Partikelgröße abhängig. Hydrathüllen liegen aber teilweise auch für mehrere Partikel gemeinsam vor, weshalb eine Berechnung der Fläche aus der spezifischen Oberfläche nicht immer exakt ist. Die Dicke der Hydrathülle ist von verschiedenen Faktoren wie z. B. den Mineralbestandteilen und der Zusammensetzung der Porenlösung abhängig. Im Allgemeinen nimmt die Dicke der Hydrathülle ab mit

- kleiner werdender Oberflächenladungsdichte
- zunehmender Größe und Wertigkeit der adsorbierten Moleküle
- zunehmender Elektrolytkonzentration der Porenraumlösung
- abnehmender Temperatur (VOIGT 1994).

Informationen zur Wirkung einiger Kationen sind bekannt. So ist z. B. bei einer Belegung mit Calcium-Ionen die STERN-Schicht fest gebunden und die GOUY-Schicht scharf abgegrenzt zum freien Porenwasser. Bei Magnesium ist die STERN-Schicht dünner als bei Calcium. Ist Natrium angelagert, bilden sich dicke Wasserhüllen, bei denen die GOUY-Schicht allmählich in das freie Wasser übergeht. Kalium, Aluminium und Eisen bewirken eine dichte Bindung zwischen den Tonteilchen, so dass sich nur wenige Wasserhüllen ausbilden (JESSBERGER 1967).

Die zweite Variante des gebundenen Wassers, das Kapillarwasser, bildet sich an Berührungsstellen fester Teilchen und in engen Porenkanälen und beruht auf dem Zusammenwirken von Kohäsionskräften zwischen den Wassermolekülen und Adhäsionskräften zwischen den Teilchenoberflächen und Wassermolekülen. Die Wirkung der Kräfte führt zur Ausbildung von Menisken, die eine Oberflächenspannung hervorrufen (SCHROEDER 1992, SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992). Je enger die Poren sind, desto stärker ist die Oberflächenspannung und desto stärker ist das Wasser gebunden. Anhand der Wasserbindungsstärke werden die Poren in drei Größenklassen eingeteilt:

- a) Grobporen: Porendurchmesser $> 10 \mu\text{m}$ (keine bzw. kaum Wasserbindung, Sickerwasser führend, 10 bis $50 \mu\text{m}$ langsam, $> 50 \mu\text{m}$ schnell drainend; nach Abzug von Sickerwasser mit Luft gefüllt). Der Grobporenanteil ist bei Sandböden größer als bei Schluffböden und weit größer als bei Tonböden.
- b) Mittelporen: Porendurchmesser = 10 bis $0,2 \mu\text{m}$ (schwache Wasserbindung, verfügbares Kapillarwasser haltend, bei Austrocknung mit Luft gefüllt). Der Mittelporenanteil ist bei Schluffböden größer als bei Tonböden und weit größer als bei Sandböden.
- c) Feinporen: Porendurchmesser $< 0,2 \mu\text{m}$ (starke Wasserbindung, nicht verfügbares Kapillarwasser haltend, nur bei stärkerer Austrocknung mit Luft gefüllt). Der Feinporenanteil ist bei Tonböden größer als bei Schluffböden und Sandböden.

Einen Überblick über die Porenraumverteilung in verschiedenen Böden gibt Tabelle 2.4.

Bodenart	Porenvolumen [%]	Grobporen [%]	Mittelporen [%]	Feinporen [%]
Sandboden	42 ± 7	30 ± 10	7 ± 5	5 ± 3
Schluffboden	45 ± 8	15 ± 10	15 ± 7	15 ± 5
Tonboden	53 ± 8	8 ± 5	10 ± 5	35 ± 10

Tabelle 2.4:

Porenraumverteilung verschiedener Böden (SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992)

Die Bindungsfestigkeit des Wassers im Boden kann durch den Druck gemessen werden, der nötig ist, um das gebundene Wasser (Adsorptionswasser und Kapillarwasser) dem Boden abzapfen. Die Wasserbindung kann daher als negativer hydrostatischer Druck erfasst werden und wird als Wasserspannung oder Saugspannung bezeichnet.

Die Saugspannung eines Bodens ist abhängig vom Wassergehalt. Bei völliger Wassersättigung herrscht im Boden keine Saugspannung. Mit abnehmendem Wassergehalt steigt die Saugspannung (Abbildung 2.9). Bei einer Trocknung schwindet zunächst das freie, ungebundene Porenwasser, dann das weniger stark gebundene und zuletzt das stark gebundene Porenwasser. Aber auch bei Trocknungstemperaturen von 105 °C, der Temperatur zur Bestimmung des Wassergehaltes nach DIN 18 121-1, ist in feinkörnigen Böden noch stark gebundenes Wasser vorhanden. Bei grobkörnigen Böden ist der Anteil des stark gebundenen Wassers gering, da die Porenräume verhältnismäßig groß und die Oberflächenanziehungskräfte der Minerale (hauptsächlich Quarz) gering sind. Bei feinkörnigen Böden ist der stark gebundene Wasseranteil aufgrund des hohen Anteils an Feinporen und der starken Adsorptionswirkung der Tonminerale groß sowie der Anteil an freiem und schwach gebundenem Wasser gering.

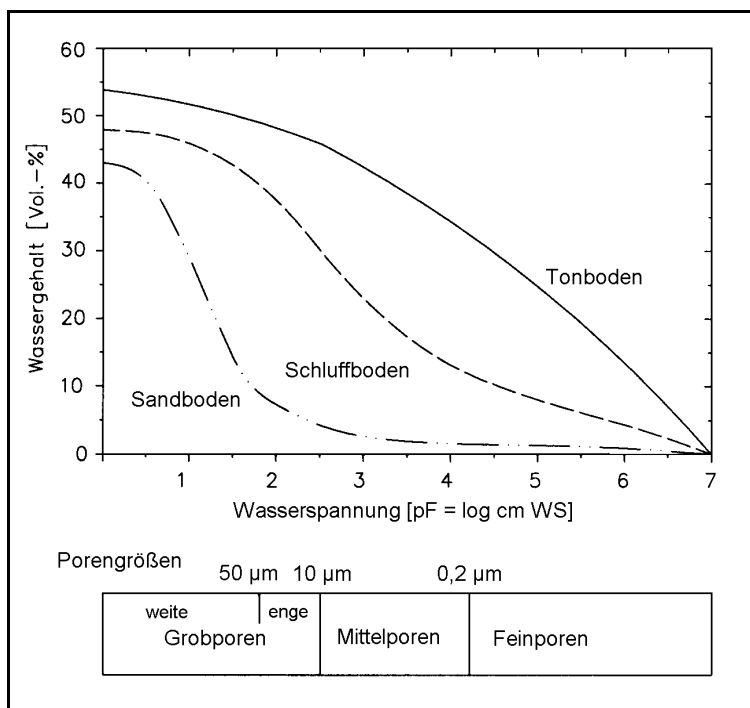


Abbildung 2.9:

Wasserspannungskurven (pF-Kurven) von Sand-, Schluff- und Tonboden (nach SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992, GARTUNG, NEFF 2001)

Wasserspannungskurven werden auch als Verteilungskurven der Porengröße genutzt (SCHWERTMANN, NIEDERBUDDE in JASMUND, LAGALY 1993). Da das unter Spannungen stehende Wasser sich aus Kapillarwasser und Adsorptionswasser zusammensetzt, erfasst die Wasserspannungskurve beide Arten von Wasser (Abbildung 2.10). Die Wasser-

spannung des Adsorptionswassers ist jedoch weniger von der Porengröße, sondern viel mehr von der Bindungsstärke des Partikels abhängig. Aus diesem Grund ist der adsorbierte Wasseranteil konstant und wird erst bei einer starken Austrocknung reduziert.

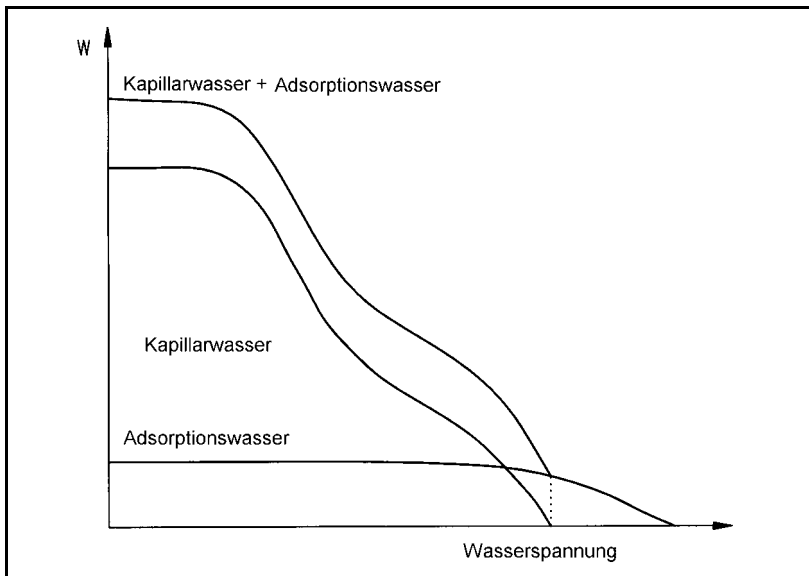


Abbildung 2.10:

Wasserspannungskurve mit Aufteilung in Adsorptionswasser und Kapillarwasser (nach SCHICK 2002)

2.2.3.2 Wasserbewegung im ungefrorenen Boden

Wasserbewegungen im Boden sind die Folge von Potentialgefällen. Das Wasser ist bestrebt, von einer Stelle höheren Potentials zu einer Stelle niederen Potentials zu wandern und die Potentialdifferenz auszugleichen. Potentialgefälle entstehen beispielsweise durch Verdunstung oder Austrocknung (LUDWIG 1993).

Die Wasserbewegung pro Zeiteinheit, die zwischen zwei Punkten stattfindet, ist davon abhängig, wie stark die Potentialdifferenz I (Saugspannung) und wie hoch die Wasserleitfähigkeit bzw. die Durchlässigkeit zwischen den zwei Punkten ist. Mit der DARCY-Gleichung wird die Durchflussrate Q [m^3/s] ermittelt (Gleichung 2.8).

$$Q = k \cdot A \cdot I \quad (\text{Gleichung 2.8})$$

mit

k_f, k_u = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s] für gesättigten (f) und ungesättigten (u) Zustand

A = Durchflussquerschnitt [m^2]

I = Potentialdifferenz

Die Wasserleitfähigkeit oder Durchlässigkeit eines Bodens ist vom Sättigungsgrad abhängig. Es wird daher zwischen der Durchlässigkeit des gesättigten Zustandes (k_f) und ungesättigten Zustandes (k_u) unterschieden. Das Maximum der Wasserleitfähigkeit erreicht ein Boden im

gesättigten Zustand. Mit abnehmendem Wassergehalt verringert sich die Leitfähigkeit des Bodens.

Im gesättigten Zustand wird der Wassertransport hauptsächlich vom freien Porenwasser übernommen, und die Durchlässigkeit ist von der Größe, Form und Kontinuität der Poren abhängig (SCHWERTMANN, NIEDERBUDE in JASMUND, LAGALY 1993). Als Durchflussquerschnitt steht aber nicht die gesamte Porengröße zur Verfügung. Die Hydrathüllen bedingen, dass von dem tatsächlich vorhandenen Porenraum nur noch ein geringerer Porenraum, der effektive Porenraum, für den Transport von Wasser und Gasen nutzbar ist. Folglich besitzen Böden mit großen Poren und dünnen Hydrathüllen eine hohe gesättigte Durchlässigkeit k_f .

Die Durchlässigkeit wird zwar mit Abnahme des Sättigungsgrades geringer, ist aber nicht aufgehoben, da die Hydrathüllen den Wassertransport übernehmen. Aufgrund der durch die Potentialdifferenz hervorgerufenen Saugspannungen werden Wassermoleküle zwischen den Hydrathüllen weitergegeben, die wiederum ihr Defizit aus anderen Wasserressourcen auffüllen. Die Wasserleitfähigkeit im ungesättigten Boden ist aufgrund der Abhängigkeit vom Wassergehalt keine bodenspezifische Größe. Unter der Voraussetzung, dass in unterschiedlichen ungesättigten Böden identische Potentialdifferenzen herrschen, ist die Wasserbewegung pro Zeiteinheit in solchen Böden intensiver, in denen das Wasser einerseits so stark gebunden ist, dass es im ungesättigten Zustand noch nicht verdunstet ist und andererseits so schwach gebunden ist, dass es noch mobil ist. Da schwach gebundenes Wasser sich hauptsächlich in Mittelporen befindet und um Bodenpartikel, deren Anziehungskräfte nicht zu hoch sind, besitzen Schluffböden meist eine höhere ungesättigte Durchlässigkeit als Sandböden und Tonböden. Experimentell ist die Bestimmung der Durchlässigkeit ungesättigter Böden mit erheblichen Schwierigkeiten und großem versuchstechnischen Aufwand verbunden, während die Messung der gesättigten Durchlässigkeit kaum Probleme macht. Ansätze bestehen, die ungesättigte Durchlässigkeit rechnerisch zu ermitteln (SCHULTE 1988).

Bei einem Boden kann trotz identischer Potentialdifferenzen und identischer Wasserspannungen die Menge des transportierten Wassers variieren, wenn die Strukturen unterschiedlich ausgebildet sind. So kann die Struktur eines Bodens z. B. durch den Verdichtungswassergehalt beeinflusst werden (Abbildung 2.11). Ein Boden, der mit einem geringen Wassergehalt ($w < w_{Pr}$) verdichtet wurde, besitzt eine regellose Teilchenanordnung und ist vor allem im gesättigten Zustand durchlässiger als ein auf dem nassen Ast der Proctorkurve verdichteter Boden, dessen Partikel sich parallel angeordnet haben (BRANDL 1977, JESSBERGER 1967, MURADI 1977).

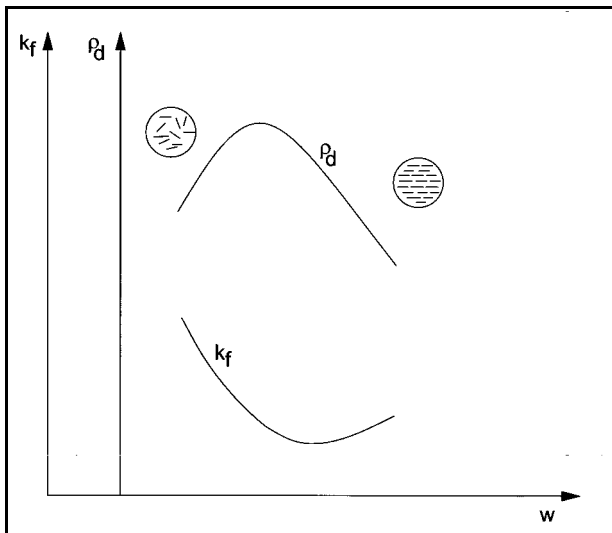


Abbildung 2.11:

Einfluss der Verdichtung auf die Struktur und Durchlässigkeit der Böden (nach MURADI 1977)

2.2.3.3 Wasserbewegung im gefrorenen Boden und Eislinnenbildung

Dringt Frost in den Boden ein, dann gefriert zunächst das freie Porenwasser in den größeren Poren ab einer Temperatur von 0 °C. In den kleineren Poren herrscht eine höhere Wasserspannung, so dass der Gefrierpunkt herabgesetzt ist, und das Porenwasser erst bei tieferen Temperaturen gefriert. Die gebildeten Eiskristalle wachsen zu Eislinnen, indem sie das in ihrer Umgebung verfügbare Wasser an sich ziehen und es in ihr Kristallgitter einbauen. Nach Verbrauch des ungebundenen Porenwassers und des Kapillarwassers wird auch den Hydrathüllen Wasser entnommen. Diese gleichen ihr Defizit wieder aus, indem sie die abgegebenen Ionen im Nachrückverfahren aus angrenzenden Hydrathüllen auffüllen, und diese wiederum freies und gebundenes Wasser benachbarter Bodenbereiche ansaugen. Aufgrund der fortgesetzten Sogwirkung entsteht eine Wasserwanderung zur wachsenden Eislinne.

Der Bereich zwischen der Basis der Eislinne und der Frostfront (0 °C-Isotherme) wird als „frozen fringe“ (Frostsaum) bezeichnet (MILLER 1972). Seine Durchlässigkeit oder Wasserleitfähigkeit nimmt mit sinkender Temperatur ab, da der Anteil des gefrorenen Wassers zunimmt (Abbildung 2.12).

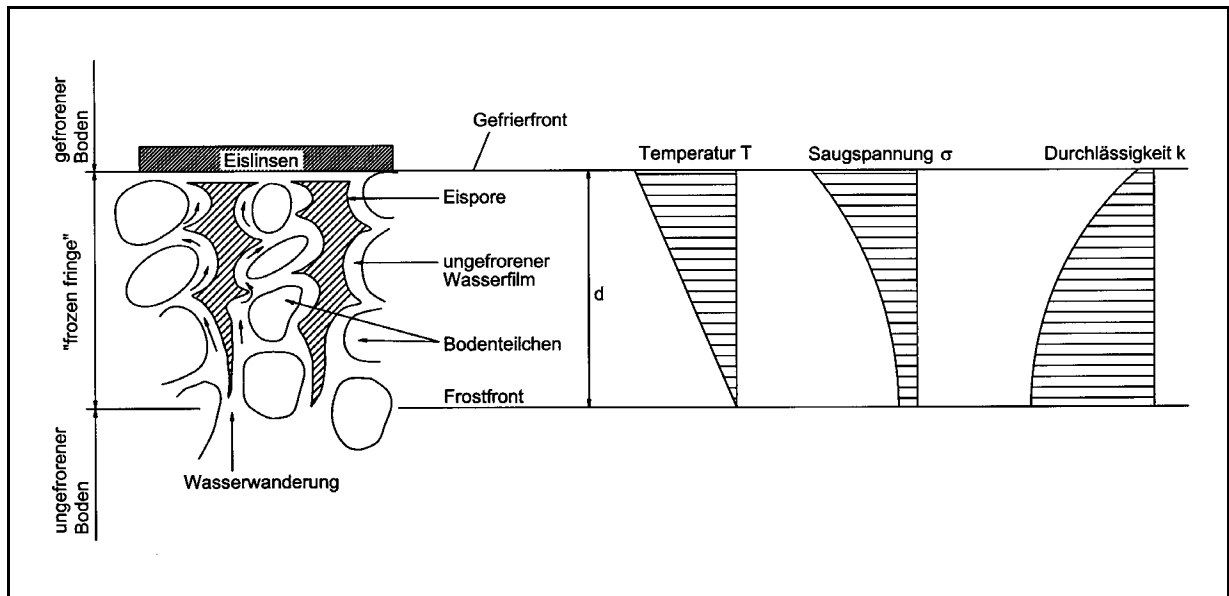


Abbildung 2.12:

Schema und Eigenschaften des „frozen fringe“ (zusammengestellt nach KONRAD, MORGENSTERN 1980, 1981, 1983, KONRAD 1987 a)

Nur unter höheren Spannungen stehendes Wasser der Hydrathüllen bleibt noch bis zu tiefen Frosttemperaturen ungefroren und kann Wassermoleküle weitertransportieren. Andererseits darf die Wasserspannung für einen Transport aber auch nicht zu hoch sein, da sonst das Wasser zu fest gebunden ist und immobil ist. Die Wasserspannung der Hydrathüllen bestimmt folglich die Durchlässigkeit des „frozen fringe“ und die zur Eislinse wandernde Wassermenge. Der größte Wassertransport findet in einem von der Gefriertemperatur abhängigen mittleren Wasserspannungsbereich statt (Abbildung 2.13).

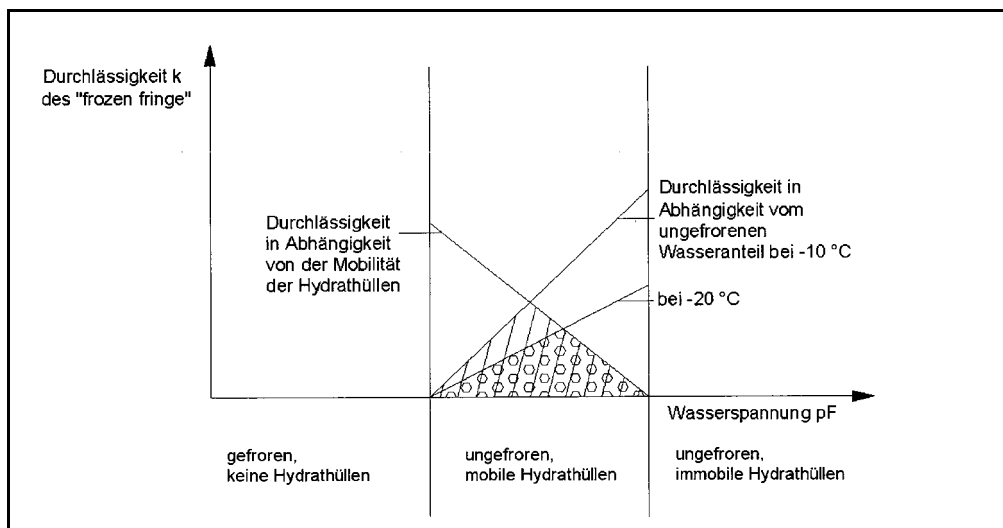


Abbildung 2.13:

Durchlässigkeit des „frozen fringe“ in Abhängigkeit von der Gebundenheit der Hydrathüllen

Wird die Durchlässigkeit des „frozen fringe“ so gering, dass der Wasserstrom abnimmt und dadurch die von unten nachgelieferte und zusätzlich die beim Übergang von Wasser in Eis freigesetzte Wärmeenergie geringer wird als die durch Frost entzogene Wärmeenergie, dann dringt der Frost tiefer in den Boden ein. Ein schnelles Voranschreiten der Frostfront resultiert in einer Bildung von feinen Eislinsen. Dickere Eislinsen bilden sich, wenn die Frostfront stationär ist, also die Summe aus der freigesetzten latenten Umwandlungswärme und der volumetrischen Wärme der durch Frost entzogenen Wärme entspricht (KONRAD und MORGENSTERN 1980, 1981, 1982 a, 1982 b, 1983).

Eine Erklärung für das Nachströmen von Wasser kann anhand des thermodynamischen Gleichgewichts an der Grenzfläche Wasser/Eis erfolgen. Dieses Gleichgewicht wird durch eine spezielle Form der CLAUSIUS-CLAPEYRON-Gleichung beschrieben:

$$V_i \cdot P_i - V_w \cdot P_w = L \cdot \frac{\Delta T}{T} \quad (\text{Gleichung 2.9})$$

mit

- V_i, V_w = spezifische Volumenanteile von Eis und Wasser
- P_i, P_w = Eisdruck und Porenwasserdruck (Saugspannung)
- L = latente Umwandlungswärme von Wasser
- ΔT = Gefrierpunktniedrigung
- T = Temperatur im Gleichgewicht [°K].

Die Gleichung 2.9 besagt, dass bei einer konstanten Temperatur ein energetisches Gleichgewicht zwischen Eis und Wasser besteht. Ein Temperaturgefälle hingegen verursacht ein energetisches Ungleichgewicht an der Grenzfläche Wasser/Eis, welches durch ein Potentialgefälle bzw. einen Saugspannungsgradienten ausgeglichen wird (JESSBERGER 1971, JONES 1978, LUDWIG 1993, SHENG, KNUTSSON 1993).

2.2.4 Frostempfindlichkeit von Böden

Ein Boden wird als frostempfindlich bezeichnet, wenn in einem schädlichen Maß Hebungen während des Gefrierens und Tragfähigkeitsverluste während der Tauphase eintreten. Frosthebungen können zum einen dadurch entstehen, weil im Boden vorhandenes Porenwasser beim Gefrieren sein Volumen um 9 % ausdehnt, und keine Räume für die Volumenausdehnung zur Verfügung stehen. Die Frosthebungen, die infolge des sogenannten „in situ-freezing“ (TAKAGI 1979, 1980, BOOTH 1981), also infolge der Volumenausdehnung des im Boden vorhandenen Wassers entstehen, sind vom Sättigungsgrad, von der Porosität und vom ungefrorenen Wassergehalt des Bodens abhängig. Weitaus stärkere Frosthebungen können entstehen, wenn Wasser aus tieferen Bodenschichten dem Gefrierbereich zuwandert

und sich in Form von wachsenden Eislinsen und Eisschichten akkumuliert. Dieser Vorgang wird „segregation freezing“ genannt (TAKAGI 1979, 1980, BOOTH 1981). Im Allgemeinen ist die zur Eislinse wandernde Wassermenge, ohne Berücksichtigung der Wasservorrats- und Temperaturbedingungen, von der Wasserleitfähigkeit der Hydrathüllen abhängig. In nichtbindigen Böden sind wegen der geringen Oberflächenladung die Hydrathüllen sehr dünn und nur schwach gebunden. Bei Frost gefrieren die Hydrathüllen und sind immobil. Die Frostempfindlichkeit ist gering. Bindige Böden besitzen eine höhere Frostempfindlichkeit als nichtbindige Böden, da die Bodenteilchen dickere und fester gebundene Hydrathüllen besitzen, die auch noch bei tiefen Temperaturen ungefroren sind. Die Frostempfindlichkeit der bindigen Böden ist von der Gebundenheit der Hydrathüllen und damit von solchen Faktoren abhängig, die die Bindungsstärke beeinflussen (vgl. Kapitel 2.2.3.1).

Faktoren, die die Eislinsenbildung und damit die Frostempfindlichkeit eines Untergrundes beeinflussen, sind neben den Bodeneigenschaften aber auch Standorteigenschaften (klimatische und hydrologische Verhältnisse). So können sich Eislinsen im Untergrund nur bilden, wenn der Frost streng genug und lang genug anhaltend ist, damit der Frost bis in den Untergrund gelangen kann. Die Frosteindringtiefe ist abgesehen von der Kältesumme von der Wärmeleitfähigkeit der Straßenbaustoffe und des Untergrundes abhängig (KÜBLER 1964, BEHR 1984, FGSV 1994). Außerdem können sich Eislinsen nur bilden, wenn ungünstige hydrologische Verhältnisse herrschen, also feuchte Bodenbereiche oder Grundwasser eine Wasserversorgung gewährleisten.

Im Allgemeinen steigt mit Zunahme der wandernden Wassermenge die Eislinsenbildung und damit die Frosthebung. Eine Eislinsenbildung muss aber nicht immer automatisch zu Frosthebungen führen. Es gibt Böden, die entziehen dem ungefrorenen Boden Wasser, wodurch dieser schrumpft. Dies gilt besonders dann, wenn der Wassernachschub beschränkt und die Wasserleitfähigkeit gering ist (FGSV 1994). Da ein Boden trotz Eislinsenbildung keine Frosthebungen besitzen muss, aber dennoch seine Tragfähigkeit verlieren kann, ist die Frosthebung allein kein Indikator für die Frostempfindlichkeit eines Bodens. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Frosthebung und die Tauerweichung von einander unabhängige Erscheinungen sein können, die zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit berücksichtigt werden müssen. In beiden Fällen ist jedoch die Bildung von Eislinsen und damit die Wasserwanderung die maßgebliche Ursache (FGSV 1994, JESSBERGER 1971).

2.3 Boden-Kalk-Gemische

2.3.1 Reaktionen bei der Kalkbehandlung

Mit dem Einmischen des Weißfeinkalkes oder Kalkhydrates in den Boden beginnen die Sofortreaktionen und sind in Abhängigkeit von der Kalk- und Bodenart nach frühestens vier Stunden und spätestens 72 Stunden abgeschlossen (HIRT 1969, BÜRGER 1974, PRINZL 1981, BRANDL 1999). Sofortreaktionen werden im Boden erkennbar durch die Reduzierung des Wassergehaltes und Krümelbildung (Koagulation) des Bodens.

Wird dem Boden Weißfeinkalk zugegeben, wird dieser mit dem Bodenwasser gelöscht, und Wärmeenergie wird frei (Gleichung 2.2). Das Kalkhydrat, das durch das Löschen des Feinkalkes entstanden ist oder dem Boden direkt zugegeben wurde, liegt im Boden dissoziiert vor als Ca^{2+} und OH^- . Der Anstieg der OH^- -Konzentration ermöglicht Reaktionen, die bei niedrigeren pH-Werten nicht ablaufen können, und beeinflusst direkt die Bodeneigenschaften. So erhöht ein Anstieg des pH-Wertes beispielsweise die Löslichkeit der Silikate und Aluminate (Abbildung 2.2) und die Kationenaustauschfähigkeit der Tonminerale (Abbildung 2.6) (BRAND 1962, GROSSMANN 1966).

Die Calcium-Ionen (Ca^{2+}) sind bestrebt, die Ionenbelegung an der Oberfläche der Bodenteilchen zu ändern, indem sie alle einwertigen und schwächer adsorbierten zweiwertigen Ionen ersetzen. Aber auch bei Böden, die bereits vor der Behandlung mit Calcium-Ionen gesättigt waren, findet ein Ionenaustausch statt. Ursache hierfür ist, dass die Hydroxyl-Ionen (OH^-) als Katalysator fungieren. Infolge des Austausches der zweiwertigen Calcium-Ionen gegen geringwertigere Ionen verringert sich die Dicke der abschirmenden Hydrathülle der Bodenteilchen, und das Abstoßungspotential zwischen den Teilchen wird geringer. Kollidieren zwei Teilchen, deren abstoßende Kräfte unterhalb des kritischen Wertes reduziert wurden, dann haften sie aneinander und es findet eine Zusammenlagerung der Primärteilchen zu größeren Sekundärteilchen statt (BRAND 1958, 1959 a, 1959 b, JESSBERGER 1967, VERHASSELT 1975). Die Struktur des Bodens hat sich durch den Kalk geändert, und es entsteht ein grobkrümeliges Boden-Kalk-Gemisch.

Die Sofortreaktionen zwischen Boden und Kalk haben zur Folge, dass sich die charakteristischen Bodeneigenschaften ändern, insbesondere die Plastizitätsgrenzen, die Verdichtungscharakteristik, die Durchlässigkeit und die Wasserempfindlichkeit (BRAND 1958, 1959 a, 1959 b, 1960, 1962, 1964, 1966, BRANDL 1966, 1967, 1971, 1981, BELL 1988, BELL, TYRER 1987, HIRT 1969, JESSBERGER 1967, KERTSCHER 1988, KÉZDI 1970, 1973 b, MEIHORST 1963, BALOGUN 1984). Eine Erhöhung der Festigkeit wird im Soforteffekt dadurch erreicht, dass infolge der veränderten Plastizitätsgrenzen und des verringerten Wassergehaltes der Boden in einen höheren Konsistenzbereich überführt wird (BRAND 1958, BETHÄUSER, BRAND 1961, JESSBERGER 1967). Zusätzlich bildet sich eine Gelmasse

aus Calcium-Silicat-Hydraten und Calcium-Aluminat-Hydraten, die die Mineralkörner des Bodens verkittet und die Porenstruktur verändert. Diese hydraulische Erhärtung entwickelt sich allmählich und ist erst nach etwa 10 bis 30 Tagen messbar. Sie kann noch bis mehrere Jahre nach der Kalkbehandlung andauern und die Festigkeit und Witterungsbeständigkeit erhöhen (BOYNTON 1970, BÜRGER 1974, BRANDL 1981, VOSTEEN 1984, 1995, 1996).

Eine hydraulische Erhärtung findet statt, wenn durch den Anstieg des pH-Wertes infolge Kalkzugabe Aluminiumhydroxid (Al_2O_3) und Kieselsäure (SiO_2) der Tonminerale in Lösung gehen und dort mit den Calcium-Ionen reagieren (RYGOL 1987). Eine weitere Möglichkeit besteht darin, dass die Al- bzw. Si-Ionen an der Tonmineraloberfläche verbleiben und dort mit dem Kalk reagieren. Nach dem „State of the Art Report 5“ des TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1987) sind sowohl die Reaktionen an der Oberfläche als auch in der Bodenlösung oder auch eine Kombination beider Reaktionen möglich. Die Reaktion an der Tonmineraloberfläche könnte durch den in Kapitel 2.2.2.2 beschriebenen Kationenaustausch an den Si-OH-Gruppen der Tonmineralbruchflächen erfolgen.

Nachweislich reagiert ein Montmorillonit besser mit Kalk als ein Kaolinit (ANDREWS, O'FLAHERTY 1968, ANDRIEUX 1976, SABRY, REED, PARCHER 1981, LEES, ABDELKATER, HAMDANI 1982, BELL, TYRER 1987, BELL 1988, LIEBIG, ALTHAUS 1997). Dies kann sowohl mit der größeren Kationenaustauschkapazität (Tabelle 2.3) als auch mit der geringeren Kristallinität (Abbildung 2.5) zusammenhängen. Aber nicht nur Tonminerale, sondern auch Bodensstoffe mit amorpher Struktur, die bei der Silicatverwitterung entstanden sind und sich nicht zu einer Tonmineralstruktur geordnet haben, könnten als natürliche Puzzolane wirksam sein.

Es gibt Ansätze, die puzzolanen Eigenschaften eines Bodens durch charakteristische Kennwerte und Eigenschaften zu erfassen (FRANK 1964, THOMPSON 1966, LUXAN et al. 1989). Da eine umfassende Lösung bisher nicht möglich war, werden Boden-Kalk-Gemische für den jeweiligen Anwendungsfall im Rahmen von Eignungsprüfungen empirisch überprüft. Es wurde bereits von GROSSMANN (1966) und KLENGEL (1968) angeregt, weitverbreitete und typische bindige Problemböden systematisch auf ihre Eignung zur Kalkverfestigung zu untersuchen.

2.3.2 Bisherige Erkenntnisse aus Laborversuchen zur Tragfähigkeit und Frosteempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen

BRANDL (1966, 1967) ermittelte in Laborversuchen mit drei Böden unter anderem den Einfluss der Kalkzugabemenge und des Alters der Proben (Prüfalter) auf die Tragfähigkeit und Frosteempfindlichkeit (Frosthebung, Tragfähigkeit nach dem Auftauen). Als Versuchsböden verwandte er Böden der Bodengruppe TA (Boden I), UL (Boden II) und TL (Boden III). Der Boden I war ein Ton mit hohem Anteil an aktiven Tonmineralen (Muskovit, Illit). Boden II be-

stand aus Dolomit und Kalzit. Boden III war ein Ton mit hohem Quarzanteil sowie Muskovit und puzzolanen Bestandteilen. Die Ergebnisse von Zylinderdruckversuchen an Boden-Kalk-Gemischen vor und nach Frostbeanspruchung unter Variation der Kalkzugabemenge und des Prüfalters sind in Abbildung 2.14 beispielhaft für den Boden I (TA) dargestellt. Die Erkenntnis aus den Versuchen war, dass die Druckfestigkeit mit zunehmender Kalkdosierung steigt und bei einem optimalen Kalkgehalt ein Festigkeitsmaximum erreicht. Mit zunehmendem Alter werden die Druckfestigkeit und die Kalkzugabemenge zum Erreichen des Festigkeitsmaximums erhöht.

Werden Prüfkörper aus Boden-Kalk-Gemischen Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchungen unterworfen, wird ihre Druckfestigkeit im Vergleich zum unbeanspruchten Prüfkörper reduziert. Proben mit einem Alter von weniger als 7 Tagen besitzen kaum messbare Druckfestigkeiten nach der Frostbeanspruchung. Mit zunehmendem Prüfalter steigen die verbleibenden Druckfestigkeiten jedoch an und die Kalkzugabemengen zum Erreichen des Festigkeitsmaximums werden erhöht.

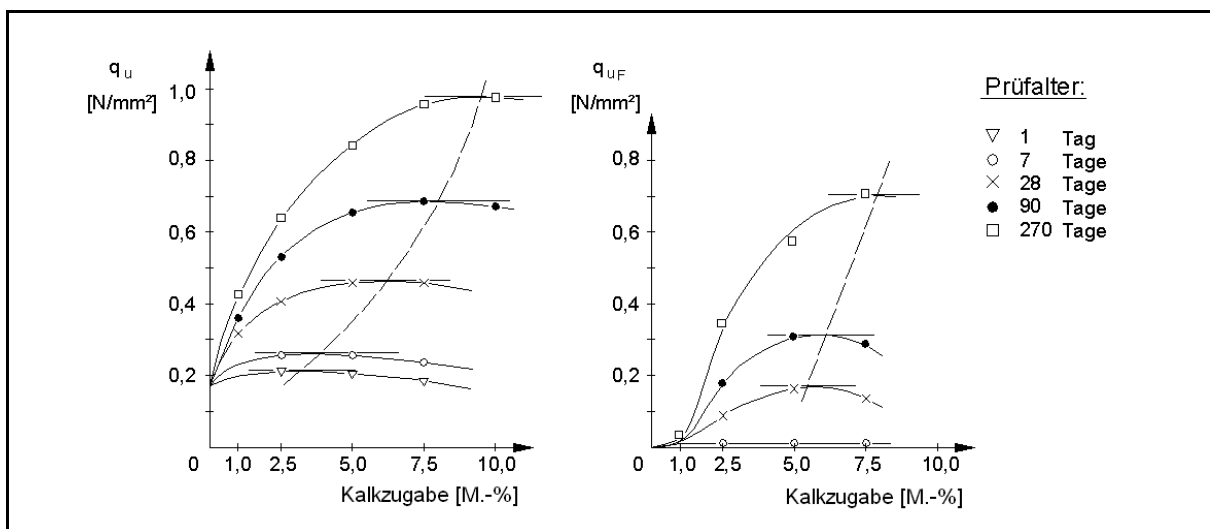


Abbildung 2.14:

Druckfestigkeiten vor (q_u) und nach Frosteinwirkung (q_{uF}) in Abhängigkeit von Kalkzugabemenge und Prüfalter für Boden I (TA) (BRANDL 1967)

Laborversuche zur Frosthebung von Boden-Kalk-Gemischen ergaben, dass die Frosthebungen von Boden-Kalk-Gemischen, ebenso wie die Druckfestigkeiten, von der Bodenart, der Kalkzugabemenge und dem Alter abhängen (KLENGEL 1965, 1968, BRANDL 1966, 1967). Junge Boden-Kalk-Gemische hoben sich bei Frostbeanspruchung stärker als die unbehandelten Böden (Abbildung 2.15). Ihre Frosthebungen verminderten sich jedoch mit dem Alter. Ab einem Prüfalter von 90 Tagen waren die Frosthebungen geringer als bei dem unbehandelten Ausgangsboden, aber nur unter der Bedingung, dass eine optimale Kalkmenge zugegeben wurde. Als Empfehlung für die Praxis wurde gefolgert, eine Frostbeanspruchung von kalkbehandelten Böden bis drei Monate nach ihrer Herstellung zu vermeiden und eine Kalkzugabemenge zwischen 3,5 und 5 M.-% zu verwenden.

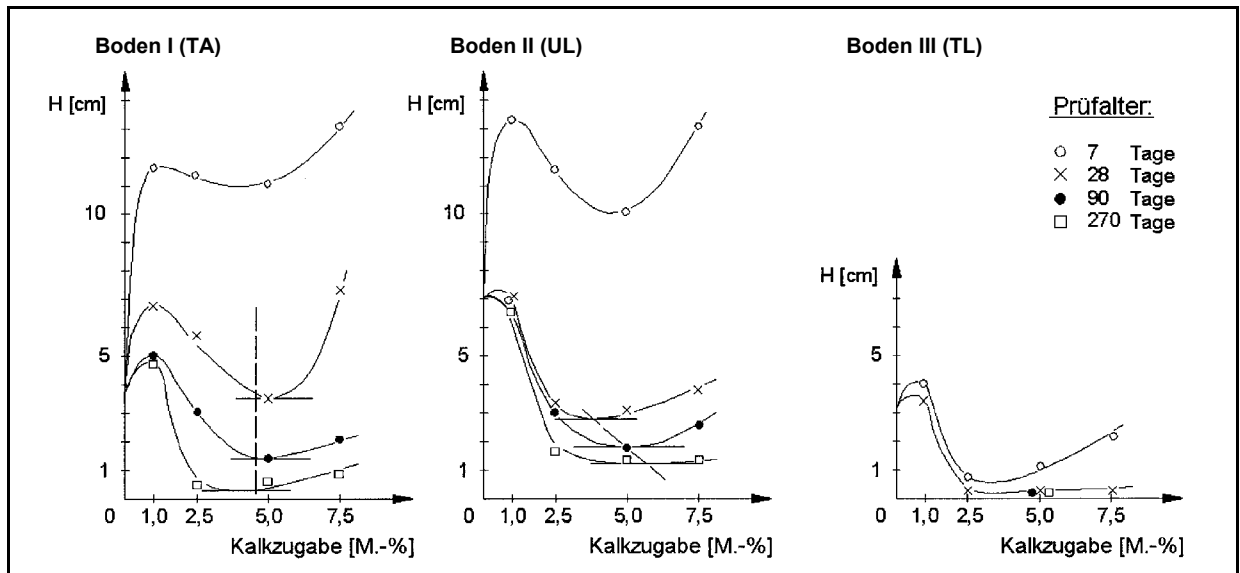


Abbildung 2.15:

Frosthebungen H in Abhängigkeit von Kalkzugabemenge und Prüflalter (BRANDL 1967)

Durch die Strukturumwandlung und Krümelbildung bei Kalkbehandlungen werden weniger, aber dafür größere Hohlräume geschaffen. Der effektive Porenraum wird größer, da die die Bodenteilchen umgebenden Hydrathüllen durch Calcium-Ionen dünner werden. Dies führt dazu, dass die Durchlässigkeit, die im Durchlässigkeitsversuch für den gesättigten Zustand gemessen wird, bei Boden-Kalk-Gemischen größer ist als bei den unbehandelten Ausgangsböden (Abbildung 2.16). Mit zunehmendem Alter der Proben nimmt die Durchlässigkeit ab, was auf sich bildende Reaktionsprodukte (Gelmasse) zurückzuführen ist (BRAND 1962, BRANDL 1966, 1967, 1999). Ein direkter Zusammenhang zwischen der Durchlässigkeit des gesättigten Zustandes und der Frosthebung kann jedoch nicht bestehen, da im gefrorenen Zustand das Wasser nicht über die Porenräume, sondern über die Hydrathüllen transportiert wird.

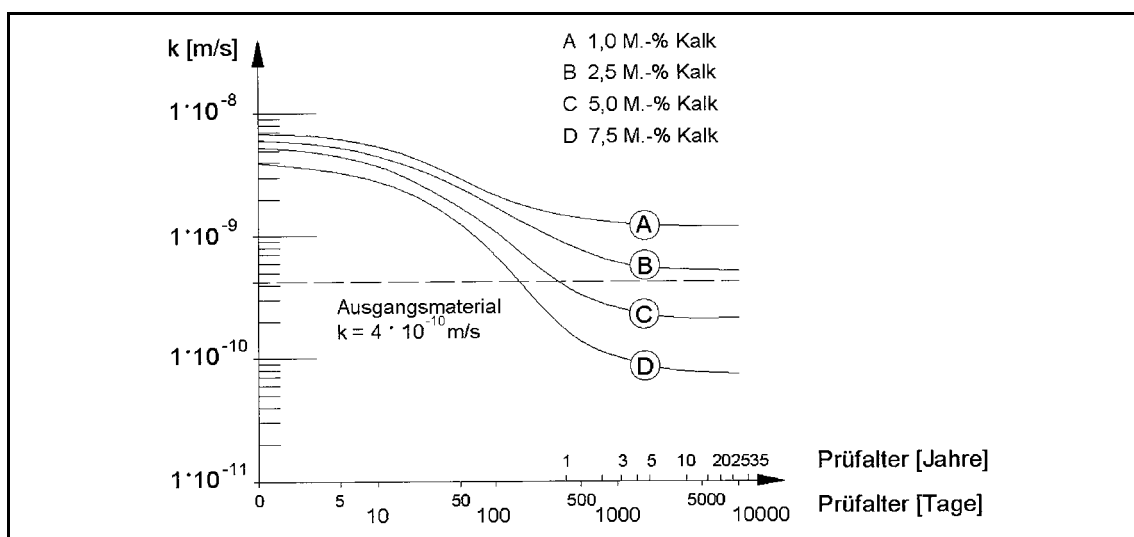


Abbildung 2.16:

Durchlässigkeit k von Boden I in Abhängigkeit von Kalkzugabemenge und Prüflalter (BRANDL 1999)

Des Weiteren besitzen auch technische und technologische Bedingungen, wie z. B. der Verdichtungswassergehalt, der Verdichtungsgrad und die Lagerungsbedingungen einen Einfluss auf die Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen. Nach dem Einmischen des Kalkes in den Boden ist das Gemisch sofort und richtig zu verdichten. Wird das Boden-Kalk-Gemisch länger als 24 Stunden unverdichtet liegen gelassen, verringern sich infolge einer Karbonatisierung die Verdichtbarkeit und Festigkeit sowie Frostbeständigkeit des Boden-Kalk-Gemisches (BRANDL 1966, 1967, PRINZL 1981, PAIGE-GREEN 1984). Ein Verdichten bei etwa 1 bis 2 M.-% (je nach Bodenart und Bindemitteldosierung) unterhalb des optimalen Wassergehaltes nach Proctor ergab die geringsten Frosthebungen und größten Festigkeiten nach Frostbeanspruchung (Abbildung 2.17).

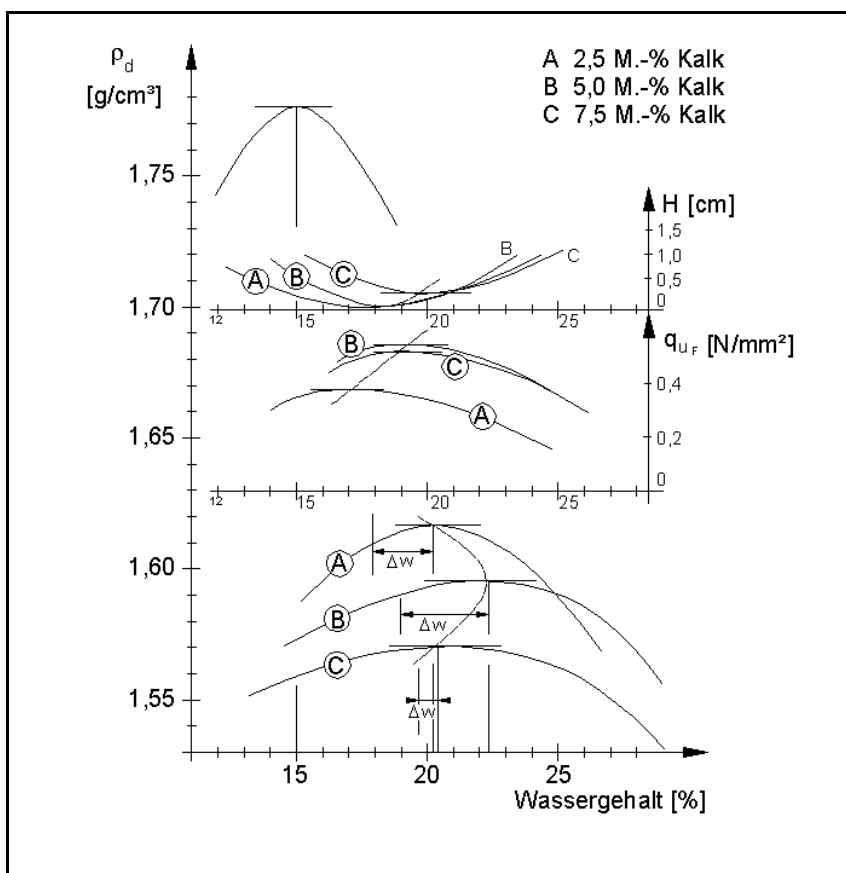


Abbildung 2.17:

Frosthebung H und Druckfestigkeit nach Frostbeanspruchung (q_{uF}) in Abhängigkeit vom Verdichtungswassergehalt und der Trockendichte ρ_d (BRANDL 1967)

Die Untersuchungen von KLENGEL (1965) zum Einfluss der Lagerungsbedingungen auf die Frosthebungseigenschaften der Boden-Kalk-Gemische zeigten, dass eine Feuchtraumlagerung der Proben günstig ist (Abbildung 2.18). Werden Boden-Kalk-Gemische an der Luft gelagert, ist die Frosthebung stärker als bei den unbehandelten Böden. Bei einer Wasserlagerung entsprechen die Frosthebungen denen des unbehandelten Bodens oder sind geringfügig kleiner. Nach einer vorherigen Feuchtraumlagerung wird die Frosthebung im Vergleich zu dem unbehandelten Boden reduziert. Die Schlussfolgerung für die Praxis ist, dass während

der ersten 12 Wochen nach der Herstellung die kalkbehandelten Bodenschichten vor einem starken Wasserangebot und starker Austrocknung zu schützen sind (KLENGEL 1965).

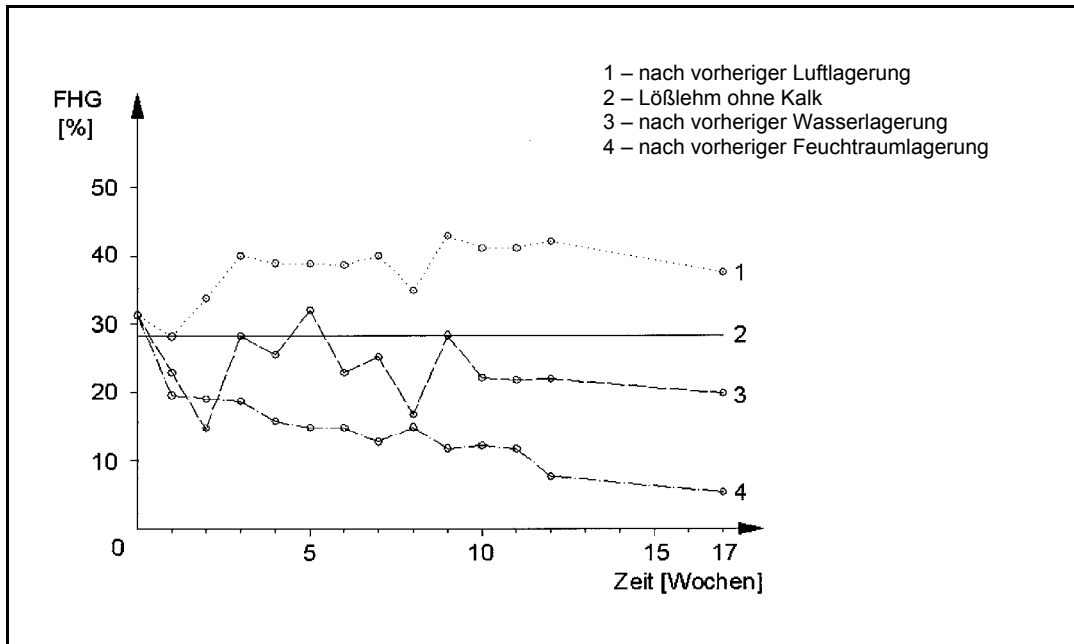


Abbildung 2.18:

Frosthebungsgrad (FHG = Frosthebung/Frosteindringtiefe · 100 %) von Lößlehm mit 5 M.-% Bunakalk (drei Proben gemittelt) in Abhängigkeit von Lagerungszeit und Medium (KLENGEL 1965)

In Tabelle 2.5 sind die maßgebenden Bedingungen zusammengestellt, die die Frostbeständigkeit eines Boden-Kalk-Gemisches begünstigen.

stoffliche Bedingungen	technologische Bedingungen	meteorologische Bedingungen
<ul style="list-style-type: none"> - reaktiver Boden - optimale Kalkzugabe zwischen 3,5 und 5 M.-%, ein Zuwenig an Kalk fördert die Frostgefahr, Überdosierungen lassen die Hebungen wieder ansteigen - geeignete Kalksorte in zweckmäßiger Dosierung - optimaler Wassergehalt (möglichst 1 bis 2 M.-% unterhalb des optimalen Wassergehaltes, aber nicht zu trocken) 	<ul style="list-style-type: none"> - intensiver Mischvorgang - sofortige ausreichende Verdichtung (Dichte möglichst hoch) - Feuchtraumbedingungen, Schutz vor strömendem Wasser und direkter Austrocknung, nicht bei Starkregen und Hitze kalken 	<ul style="list-style-type: none"> - ausreichender zeitlicher Abstand zum Frosteintritt (mindestens 3 Monate)

Tabelle 2.5:

Übersicht günstiger Bedingungen zum Erreichen einer frostbeständigen Bodenbehandlung mit Kalk (zusammengestellt nach KLENGEL 1965, BRANDL 1967)

2.3.3 Erfahrungen aus der Praxis bezüglich der Tragfähigkeit und Frostempfindlichkeit von Bodenbehandlungen mit Kalk

Vielfach wurde in der Fachwelt diskutiert, ob Ergebnisse von Laborversuchen auf die Praxis übertragen werden können, da zum einen die Herstellbedingungen der Boden-Kalk-Gemische (Wassergehalte beim Einbau, Reaktionszeiten zwischen Mischen und Verdichten, Homogenisierungsgrad, Abbindemedium), und zum anderen die Beanspruchungsarten und Prüfbedingungen in der Praxis und im Labor voneinander abweichen. Eine Erkundung der Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen unter Praxisbedingungen, d. h. an ausgeführten Straßen, erfolgte nur vereinzelt. Bisherige praktische Erfahrungen mit kalkbehandelten Böden werden nachfolgend zusammengestellt.

KLENGEL (1965) verweist darauf, dass kalkbehandelte Schichten direkt an der Oberfläche und bei Wirksamsein ungünstiger klimatischer Bedingungen keine Tragfähigkeit während der Tauperiode verbürgen. Eine kalkbehandelte Schicht benötigt daher eine Oberflächenschutzschicht, so dass sie nicht direkt der Witterung ausgesetzt ist.

GROSSMANN (1966) berichtet, dass im landwirtschaftlichen Wegebau bei sachgemäß eingebauten Schichten keine typischen Frostschäden beobachtet werden konnten. Sogar nach dem strengen Winter 1962/63 traten an Wirtschaftswegen und Ortsverbindungsstraßen mit kalkbehandelter unterer Tragschicht keine Frosthebungen auf. Nach Aussage von GROSSMANN gibt es in Mitteleuropa genügend Beispiele, die die Eignung kalkbehandelter Erdstoffe für bestimmte Konstruktionsschichten außerhalb des direkten Grundwassereinflusses bewiesen haben.

ABICHT, FREUDENBERG, HUNDT (1976) berichten von zwei niedrig belasteten Strecken mit kornverbesselter Kalkbehandlung, an denen das Langzeit-Tragfähigkeitsverhalten überprüft wurde. Neben der Tragfähigkeit wurden die Frosteindringung, die Frosthebung und der Wassergehalt der kalkbehandelten Schicht sowie der darunter befindlichen unbehandelten Schicht gemessen. Bei der Strecke 1 wurde ein Lößlehm (U) mit 4 M.-% Karbidkalkhydrat behandelt, der Grundwasserstand war 13 m unter GOK. Bei der Strecke 2 wurde ein holozäner Auelehm (UO) mit ebenfalls 4 M.-% Karbidkalkhydrat behandelt, der Grundwasserstand war 1 bis 2 m unter GOK. Die Ergebnisse der Messungen waren:

- Die Wassergehalte der Kalkbehandlung waren geringer als die der unbehandelten Böden.
- Frosthebungen von maximal 29 mm traten an den Versuchsstrecken auf. Derartige Frosthebungen können nach Meinung von ABICHT et al. (1976) für Befestigungen niedrigbelasteter Straßen als unschädlich betrachtet werden. Nach ihrer Ansicht wird die Frosthebung, die im Labor gemessen wird, oftmals überbewertet.

- Bei dem Kalk-Lößlehm-Gemisch wurde in drei Jahren Gebrauchsdauer eine Zunahme der Tragfähigkeit von $E_{V2} = 65 \text{ MN/m}^2$ auf 91 MN/m^2 gemessen. Bei der Kalkbehandlung des organischen Auelehms war die Tragfähigkeit nach drei Jahren nur geringfügig gestiegen von $E_{V2} = 50 \text{ MN/m}^2$ auf 55 MN/m^2 .

RITTER, STAUFF (1991) berichten über einen Erddamm an der Autobahn A 3 Regensburg - Passau, der mit Kalk verbessert wurde. Beim Bau der A 3 im Jahr 1979 wurde der im Einschnittbereich abgetragene Schluff mit einem natürlichen Wassergehalt w_n von rund 26 M.-% mit ca. 2,5 M.-% Branntkalk verbessert und als Dammaterial eingebaut. Zum Zeitpunkt der von RITTER und STAUFF durchgeführten Probenahme hatte die Autobahn eine Liegezeit von 11 Jahren und war in einem schadenfreien Zustand. Die an der Bodenverbesserung ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten lagen zwischen 1 und 3 N/mm².

KILIAN (1975) berichtet über Bodenbehandlungen mit Kalk in den USA, bei denen die Dauerhaftigkeit der Tragfähigkeitserhöhung anhand von Feldversuchen ermittelt wurde. Die Messungen ergaben, dass das kalkbehandelte Planum von vier verschiedenen Verkehrsflächen, die eine Gebrauchsdauer von 3, 5, 6 und 17 Jahren hatten, eine höhere Tragfähigkeit besaß als das unbehandelte Planum.

BÜRGER (1972 c) berichtet von den guten Erfahrungen mit Kalk, die in verschiedenen Ländern gesammelt und beim Straßenbaukongress im September 1971 in Prag ausgetauscht wurden. POSVAR äußerte beispielsweise in seinem Vortrag, dass selbst in kritischen Perioden des Frühjahrs die Tragfähigkeit der kalkbehandelten Schicht sich als beständig erwiesen hat.

BÜRGER (1972 a, b) verweist darauf, dass verschiedene Bodenarten für eine Behandlung mit Kalk geeignet sind. Beispielsweise konnten an einer Baustraße, die aus einem kalkbehandelten Kleiboden bestand und den Winter über ohne Abdeckung blieb, trotz landwirtschaftlichen Verkehrs keine größeren Schäden festgestellt werden. Über die Tragfähigkeiten von Kleiböden, die mit Kalk behandelt wurden, berichten auch OTTO (1961) und ZIMMERMANN (1960). Des Weiteren berichtet BÜRGER (1972 a, b) über Kalkverfestigungen von schluffigen Böden der Rhein-Main-Ebene sowie von Keuper- und Juraböden Mittelfrankens. Nach Ansicht von BÜRGER habe sich die Verwendung von Kalk bewährt, da der vorher nasse Boden sich verarbeiten, verdichten und befahren läßt und zum anderen kalkbehandelte Strecken auch nach 10 bis 15 Jahren im befahrbaren Zustand sind. BÜRGER (1972 a, b, 1974) weist jedoch ebenso wie GROSSMANN (1966) darauf hin, dass einige Bedingungen bei der Bauausführung berücksichtigt werden müssen, wie beispielsweise eine Vermeidung der Lage des zu behandelnden Bodens unter Wasser, eine homogene Durchmischung und eine hohe Verdichtung. Auf diese Punkte weist auch BRANDL (1999) hin und bemerkt in Bezug auf die Verdichtung, dass die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle

(FDVK) die Qualität von eingebauten Bodenbehandlungen erhöht (BRANDL, ADAM 2000, BRANDL, KOPF, ADAM 2002). Weitere Hinweise zur Bauausführung enthält beispielsweise die RVS 11.245 (1978).

HOMANN (1976) bestätigt die Beobachtungen von BÜRGER (1972), dass kalkbehandelte Planien, die zwischenzeitlich im Winter und zu jeder Witterung für den schweren Baustellenverkehr verwendet wurden, kaum nennenswerte Schäden zeigten. Des Weiteren ging HOMANN (1976) der Frage nach, ob Frostschutzkiese durch kalkbehandelte Schichten ersetzt werden können. Im Rahmen seines Untersuchungsprogramms wurden zwei Versuchsstrecken angelegt, eine mit einem Normalregelpprofil und eine mit einem Testprofil, bei dem die etwa 30 cm dicke Frostschutzschicht durch eine mit 3 bis 4 M.-% Branntkalk behandelte Lehmschicht ersetzt wurde. Die Versuchsflächen wurden drei Winter hindurch zunächst unter sehr starkem Baustellenverkehr und danach unter öffentlichem Verkehr beobachtet. Während der drei Beobachtungswinter drang der Frost beim Testprofil 10 bis 15 cm tief in die kalkbehandelte Schicht ein. Während der Beobachtungszeit traten keine Fahrbahnschäden auf. Zusätzlich ermittelte HOMANN (1976) mittels Temperatursensoren, dass die Wärmeleitfähigkeit von Frostschutzkies sehr viel höher ist als von kalkbehandeltem Lehm. Eine Erhöhung der Wärmedämmung von Böden durch die Kalkbehandlung ermittelten auch SCHOTT und ABICHT (1980). Dies führt dazu, dass bei einer Schicht aus kalkbehandeltem Boden Frost-Tau-Wechsel in weniger rascher Aufeinanderfolge auf das frostempfindliche Planum abgetragen werden und damit die Gefahr von Frostschäden an der Fahrbahndecke mit geringerer Wahrscheinlichkeit als bei einer Frostschutzschicht aus Kies zu erwarten sind. Aufgrund der Beobachtungen und Messungen folgte HOMANN, dass eine Frostschutzschicht durch eine kalkbehandelte Bodenschicht ersetzt werden kann.

VOSTEEN (1984, 1995, 1996) berichtet ebenso wie HOMANN (1976) von Langzeitbeobachtungen an Straßen, bei denen die Frostschutzschicht durch eine Bodenverfestigung mit Feinkalk ersetzt wurde. Es wurden mehrere Versuchsstrecken in Hessen gebaut. Beispielsweise wurde im Jahr 1966 bei Kleinseelheim an der L 3088 ein Versuchsabschnitt angelegt, bei dem die herkömmliche Frostschutzschicht ersetzt wurde durch eine 30 cm starke Kalkverfestigung aus Lößlehm mit 5 M.-% Weißfeinkalk. Der darüber befindliche Aufbau hatte eine Dicke von nur 19 cm (12 cm bituminöse Tragschicht, 4 cm Binderschicht, 3 cm Deckschicht), so dass während der Beobachtungswinter die verfestigte Schicht durch Frost beansprucht wurde. Anhand von Plattendruckversuchen in Bohrlöchern wurde die Tragfähigkeit nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer ermittelt: die E_{V2} -Moduln hatten gegenüber dem Bauzustand wesentlich zugenommen und nach 11 Jahren Liegezeit etwa den doppelten Wert erreicht. Während der Gebrauchsdauer wurde die Deckschicht zweimal erneuert, was nach Ausführungen von VOSTEEN nicht auf die Bauweise, sondern auf Verschleiß und das

Material der Deckschicht zurückzuführen war. Nach der Meinung von VOSTEEN entsteht durch die Behandlung des Lößlehms mit Kalk eine vollwertige Frostschuttschicht.

Weitere Streckenabschnitte, bei denen die Frostschuttschicht durch eine Kalkverfestigung ersetzt wurde, sind die L 1036 bei Hohenbuch (Baujahr 1966), die B 8 / B 54 Ahlbach - Oberzeuzheim (Baujahr 1971) und die L 3053 Südumgehung Butzbach (Baujahr 1975). Bei den behandelten Böden handelte es sich um Lößlehme und Verwitterungslehme. VOSTEEN (1995) fasst zusammen, dass nach langer Gebrauchsdauer von zum Teil 25 Jahren und mehr keine Schäden an den Straßen festzustellen waren, die auf den Ersatz der Frostschuttschicht durch eine Kalkverfestigung zurückzuführen sind.

VOSTEEN (1984, 1995) berichtet weiter, dass bei der L 3282 Umgehung Holzhausen (Baujahr 1973) ebenfalls die Frostschuttschicht durch eine Verfestigung des anstehenden Bodens mit 5 M.-% Weißfeinkalk ersetzt wurde. Beim Einbau war der anstehende Boden (Lößlehm, Hanglehm und Hangschutt aus verschiedenen Ursprungsgesteinen) für die Kalkbehandlung zu trocken, so dass das Boden-Kalk-Gemisch weder sachgerecht gemischt noch verdichtet werden konnte. Da durch den trockenen Einbau zwar hohe Tragfähigkeiten erreicht wurden, die Verdichtung jedoch mangelhaft war, traten nach dem ersten Winter unter Verkehr deutliche Schäden auf. Es wurden Längsrisse in den Radspuren und netzartige Aufbrüche beobachtet, der Wassergehalt des kalkbehandelten Bodens stieg auf 25 Gew.-%. Auf eine sachgemäße Herstellung von Bodenbehandlungen mit Kalk ist demzufolge großer Wert zu legen.

Im Abschlussbericht zum Forschungsthema „Bemessungsgrundlagen für den frostsicheren Oberbau von Verkehrsflächen“, das am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau/Geotechnik der Universität Cottbus bearbeitet wurde, sind Erfahrungen bei der Anwendung der Kalkbehandlung bei der Deutschen Reichsbahn (DR) der Deutschen Demokratischen Republik (DDR) gesammelt und ausgewertet worden. In 30 Jahren sind bei Unterbausanierungen bei der DR insgesamt rund 540 km Erdplanum mit Kalk behandelt worden. Davon sind 16 Bauvorhaben mit rund 220 km statistisch erfasst und auswertbar (Tabelle 2.6).

Beispielhaft seien hier die Langzeituntersuchungen an der Strecke Neustrelitz - Neubrandenburg erwähnt. Hier wurde im Planumsbereich ein Geschiebemergel mit einer Schichtdicke von etwa 15 cm mit 4 bis 6 M.-% Kalkhydrat behandelt. Es wurden neben einer visuellen Bewertung des Zustandes der kalkbehandelten Schicht Tragfähigkeitsmessungen mit dem leichten Fallgewichtsgesetz an immer gleichen Messpunkten auf dem freigelegten kalkbehandelten Erdplanum durchgeführt. Die Überwachungsmessungen wurden ursprünglich jedes Jahr im Frühjahr und im Herbst, später einmal im Jahr ausgeführt. Abbildung 2.19 zeigt die gemessenen Tragfähigkeiten über einen Zeitraum von 15 Jahren. Es sind dauerhaft hohe Tragfähigkeiten zu erkennen, die mit Tragfähigkeiten von $E_{vd} = 100$ bis 200 MN/m^2 weit über dem Forderungswert von $E_{vd} = 35 \text{ MN/m}^2$ gemäß der „Richtlinie für die Anwendung des

Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau“, NGT 39 (1997), liegt. Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Tragfähigkeit tendenziell mit der Liegezeit zunimmt.

Streckenabschnitt (Baujahr)	Länge [km]
Neustrelitz - Neubrandenburg (1966)	7,3
Rosengarten - Frankfurt/Oder (1971)	6,4
Weißenfels - Erfurt	112
Bahnhof Bufeleben (1976)	0,5
Leipziger Güterring (1980 - 1984)	4,8
Frankfurter Allee - Landsberger Allee, Berlin	8,9
Schönhauser Allee - Pankow, Berlin	3,5
Blankenburg - Birkenwerder	15,0
Berliner Außenring - Bahnhof Schönefeld (1985 - 1992)	8,0
Östlicher Berliner Außenring (1992 - 1994)	12,0
Grünau - Schönefeld (1993 - 1994)	5,5
Berlin - Halle / Bitterfeld / Leipzig	10,0
Magdeburg - Marienborn (1990 - 1992)	18,0
Stralsund - Rostock	2,5
Bahnhof Neubrandenburg, Bahnhof Stargard	3,0
Erfurt - Eisenach	6,0

Tabelle 2.6:

Ausgewählte Streckenabschnitte der Deutschen Reichsbahn der DDR mit kalkbehandeltem Planum; nach Angaben von RAHN (LOTTMANN, RICHTER, HALTENORTH 1999)

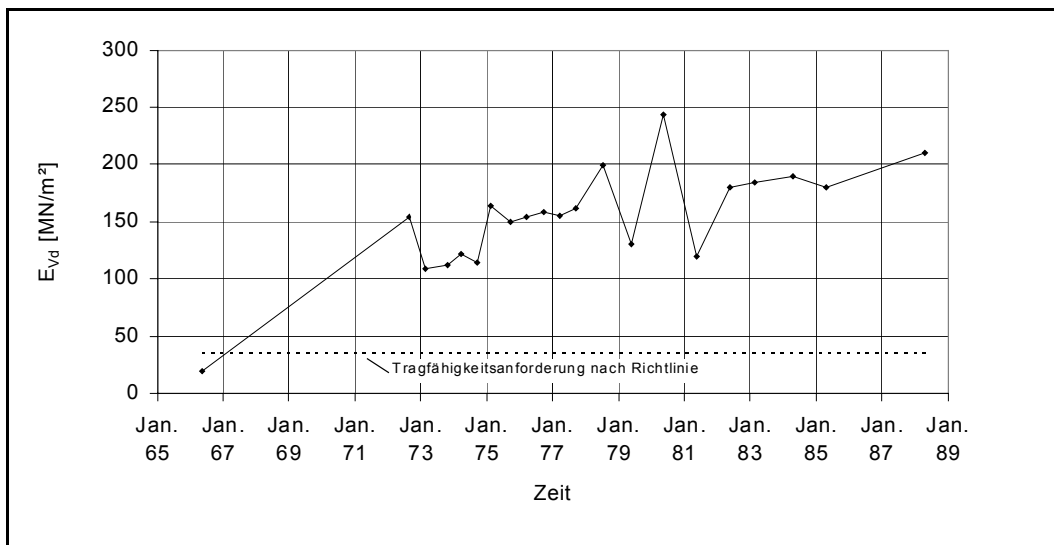


Abbildung 2.19:

Bahnstrecke Neustrelitz - Neubrandenburg, km 122,4 bis 122,8 (bis 8 m tiefer Einschnitt), Langzeituntersuchung der Tragfähigkeit auf kalkbehandeltem Planum; nach Angaben von RAHN (LOTTMANN, RICHTER, HALTENORTH 1999)

Auch im Rahmen von Langzeituntersuchungen an weiteren Bahnstrecken der DR, bei denen verschiedene Bodenarten mit rund 6 M.-% Kalk behandelt wurden, war keine Alterung der Kalkbehandlung festzustellen. Geschlussfolgert werden kann daher, dass die Gebrauchseigenschaften eines Boden-Kalk-Gemisches mit der Zeit nicht schlechter werden. Die Trag-

fähigkeit steigt eher im Laufe der Jahre. Auch Frostschäden sind nicht beobachtet worden. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass bei den meisten der hier beschriebenen Strecken der Boden mit entsprechend hohem Kalkgehalt behandelt wurde.

Untersuchungen zum Gebrauchsverhalten von Straßen mit kalkbehandeltem Planum, die sowohl visuelle Begutachtungen der Deckschichten als auch Tragfähigkeitsmessungen (statische und dynamische Plattendruckversuche) auf dem Planum umfassten, führte LISTNER (1999) an insgesamt 17 Objekten durch. Die untersuchten Verkehrsflächen sind in Tabelle 2.7 aufgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen fasst LISTNER wie folgt zusammen:

- Alle untersuchten Strecken befinden sich auch nach Liegezeiten von bis zu 30 Jahren augenscheinlich in einem guten Gebrauchszustand.
- Es konnten keine typischen Frost- und Auftauschäden, wie Netzkrisse, Einzelrisse mit und ohne Stufenbildung festgestellt werden.
- Die ermittelten Verformungsmoduln auf dem kalkbehandelten Planum schwanken bei E_{V1} zwischen etwa 10 und 300 MN/m² sowie bei E_{V2} zwischen etwa 20 und 800 MN/m². Die große Bandbreite ergibt sich aus der Vielzahl der Einflüsse: Bodenart, Kalkgehalt, Alter und Dicke der behandelten Schicht, Verdichtungsgrad, Wassergehalt etc. Die Kalkzugabemengen betrugen bei den untersuchten Strecken zwischen 1,5 und 10 M.-%. Auf Messergebnisse von LISTNER wird in dieser Arbeit Bezug genommen.

Nr.	Straßen Nr.	Ort	Zuständigkeit	Baujahr
1	B 239	Löwendorf	SBA Paderborn	1993 / 1995
2	Wirtschaftsweg	Albaxen	LKR Höxter	1995 / 1996
3	B 64	Holzminden	SBA Paderborn	1997
4	L 3282	Holzhausen	ASV Dillenburg	1973 / 1974
5	L 3088	Kleinseelheim	ASV Marburg	1966 / 1967
6	B 8	Kelkheim	ASV Frankfurt	1967 / 1968
7	L 1050	Friedrichsruhe	SBA Mergentheim	1982
8	L 1036	Hohenbuch	SAB Heilbronn	1966
9	K 2007	Eberstadt	LKR Heilbronn	1975
10	L 1131	Horrheim	SAB Besigheim	1977
11	B 13	Ottenhofen	SAB Ansbach	1983
12	B 470	Ottenhofen	SBA Ansbach	1983
13	L 2212	Höchstädt	SBA Neu Ulm	1996
14	L 2212	Unterliezheim	SBA Neu Ulm	1994
15	L 509	Queichheim	SPA Dahn/Bad Bergzabern	1987
16	B 38	Bergzabern	SPA Dahn/Bad Bergzabern	1988
17	B 469	Trennfurt	SBA Aschaffenburg	1994

Tabelle 2.7:
Übersicht der Versuchsstrecken von LISTNER (1999)

Die praktischen Erfahrungen mit Bodenbehandlungen mit Kalk können zusammenfassend als durchweg positiv bewertet werden, wenn die maßgebenden Bedingungen bei der Bauausführung eingehalten wurden.

3 PRÜFMETHODEN UND MESSVERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DER TRAGFÄHIGKEIT UND FROSTEMPFLINDLICHKEIT VON BÖDEN UND BODEN-KALK-GEMISCHEN

3.1 Tragfähigkeit

3.1.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit beschreibt den Widerstand eines Bodens gegen Verformung bei Belastung. Sie wird bestimmt von der Druckfestigkeit des Einzelkorns sowie dem Verbund der Einzelkörner. Bei grobkörnigen Böden ist die Tragfähigkeit hauptsächlich von der Korngrößenverteilung und der Verdichtung abhängig. Je höher der Ungleichförmigkeits- und Verdichtungsgrad, desto stärker der Verbund und damit der Widerstand gegen Verformungen. Bei feinkörnigen Böden wird die Tragfähigkeit weniger über den inneren Reibungswinkel der Partikel als durch die Kohäsion bestimmt. Die Größe der Haftfestigkeit wird durch die Saugspannungscharakteristik beschrieben. Sie ist neben der Art der Tonminerale und deren Anteil an der Zusammensetzung des Bodens maßgeblich vom Wassergehalt und der Dichte des Bodens abhängig. Nachfolgend werden Prüfverfahren beschrieben, die im Rahmen dieser Arbeit in situ und im Labor durchgeführt wurden.

3.1.2 Statischer Plattendruckversuch (DIN 18 134)

Bei dem statischen Druckversuch gemäß DIN 18 134 wird der Boden in situ über eine kreisförmige, als starr angenommene Lastplatte statisch belastet und die dabei auftretenden Verformungen gemessen. Bei der Ermittlung des Verformungsmoduls im Erd- und Straßenbau wird der Versuch in der Regel mit einem Plattendurchmesser von 30 cm durchgeführt und die Belastung so lange stufenweise gesteigert, bis entweder eine Setzung von etwa 5 mm oder eine Normalspannung von etwa 0,5 MN/m² erreicht ist. Nach dieser stufenweisen Belastung wird eine stufenweise Entlastung sowie eine erneute stufenweise Belastung durchgeführt. Die mittlere Normalspannung unter der Platte (σ) und die zugehörigen Setzungen (s) der einzelnen Laststufen werden in einem Diagramm als Drucksetzungslinie dargestellt. Anhand der Drucksetzungslinien werden der Verformungsmodul E_{V1} aus der Erstbelastungskurve und E_{V2} aus der Zweitbelastungskurve anhand der Gleichung 3.1 ermittelt.

$$E_V = \frac{\sigma}{s} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2 \cdot r \cdot (1 - \mu^2) = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma}{s} \quad (\text{Gleichung 3.1})$$

mit

- r = Radius der Lastplatte
- σ = Spannung unter der Lastplatte in N/mm²
- s = Verformungsamplitude in mm (Mittelwert)
- μ = Poisson-Zahl (z. B. 0,2 für Kies, 0,4 für Ton)

Beim statischen Plattendruckversuch entspricht die Tiefenwirkung etwa dem 1,5- bis 2-fachen Plattendurchmesser (WEHNER, SIEDEK, SCHULZE 1977, FLOSS 1997). Das entspricht bei der Verwendung einer Platte von 30 cm einer Tiefenwirkung von 45 bis 60 cm. Wird die Tragfähigkeit auf einer mit Bindemitteln behandelten Planumsschicht gemessen, die häufig in einer Schichtstärke von 20 bis 30 cm ausgeführt werden, ist folglich der Messwert durch die Tragfähigkeit des darunter anstehenden Bodens beeinflusst.

Die statischen Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} werden der Bemessung von Verkehrsflächen zugrunde gelegt. Sie sind die etablierten, allseitig anerkannten Parameter der Tragfähigkeit.

3.1.3 Dynamischer Plattendruckversuch (TP BF-StB Teil B 8.3)

Der dynamische Plattendruckversuch ist ein Prüfverfahren, bei dem der Boden über eine kreisförmige, als starr angenommene Lastplatte (meist Durchmesser $d = 30$ cm) durch ein Fallgewicht stoßartig belastet wird. Die Amplitude der mittleren Normalspannung unter der Platte beträgt dabei $\sigma = 0,1$ N/mm². Die gemessene Setzung s wird zur Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} entsprechend der Gleichung 3.2 benutzt.

$$E_{Vd} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma}{s} = \frac{22,5}{s} \quad (\text{Gleichung 3.2})$$

Der Vorteil des dynamischen Plattendruckversuches ist, dass es ein schnelles Prüfverfahren ist und kein Widerlager benötigt wird. Außerdem kann er bei beengten Verhältnissen durchgeführt werden. Anwendung findet der dynamische Plattendruckversuch hauptsächlich bei nichtbindigen Böden. Bei Versuchen auf wassergesättigten bzw. aufgeweichten bindigen Böden besteht die Gefahr, dass Porenwasserdruckspannungen auftreten.

Nach KUDLA, FLOSS, TRAUTMANN (1991) wird die Einsenkung s vom Zustand des Bodens bis zu einer Tiefe von 50 cm beeinflusst, Haupteinflussbereich sind jedoch die obersten 25 cm. Folglich wird die auf einem mit Bindemitteln behandelten Planum gemessene Tragfähigkeit auch bei dem dynamischen Plattendruckversuch durch die Tragfähigkeit des darunter befindlichen Bodens beeinflusst.

Aufgrund von größeren Messwertunterschieden auf gleichen Baustellen wurde vom Arbeitsausschuss 5.5 „Prüftechnik“ der FGSV ein Ringversuch initiiert. Der Ringversuch und ein an der TU München zum dynamischen Plattendruckversuch durchgeführtes Forschungs-

vorhaben ergaben erforderliche Aktualisierungen der derzeitigen TP BF StB Teil B 8.3. Hierzu gehört beispielsweise, dass der Anwendungsbereich von früher $E_{Vd} = 15$ bis 80 MN/m^2 auf $E_{Vd} = 15$ bis 70 MN/m^2 reduziert wird. Zusätzlich werden als Federelemente nur noch Tellerfedern zugelassen. Für Gummifedern wird eine Übergangsfrist vereinbart.

In den Richtlinien der Deutschen Bahn AG dürfen dynamische Verformungsmoduln gleichberechtigt neben den Verformungsmoduln E_{V2} verwendet werden. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass Korrelationskoeffizienten E_{V2} - E_{Vd} nur im Einzelfall bei großer Homogenität des Bodens (Körnungslinie, Wassergehalt etc.) und statistisch abgesicherten Vergleichsuntersuchungen festgelegt werden können. Generelle Korrelationskoeffizienten zwischen den statischen und dynamischen Verformungsmoduln können nicht existieren, da es sich um grundsätzlich unterschiedliche Versuche handelt.

Die Tragfähigkeitsanforderungen aus den Richtlinien für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau (NGT 39) sind in Tabelle 3.1 dargestellt. Aus der Tabelle ist zu entnehmen, dass beispielsweise alternativ zu der Forderung des E_{V2} -Moduls von 45 MN/m^2 ein E_{Vd} -Modul von 30 MN/m^2 bei natürlichen nichtbindigen Böden und bei kalkbehandelten Böden nachgewiesen werden muss.

Streckenart			Erdplanum					
			natürliche Böden			mit Kalk verfestigte Böden nach Verdichtung		mit Kalk verbesserte Böden nach Verdichtung
						< 48 h	> 48 h	
			D_{Pr} [%]	E_{V2} [N/mm ²]	Abhängigkeiten	E_{Vd} [N/mm ²]	E_{Vd} [N/mm ²]	E_{Vd} [N/mm ²]
Neubau	1. durchgehende Hauptgleise von Hauptbahnen (außer S-Bahnen)		1,0	80	GE, GI, GW, GU, SI, SW	40	40	45
					alle anderen Bodengruppen	35		
	2. durchgehende Hauptgleise von S-Bahnen und Nebenbahnen		0,97	60	GE, GI, GW, GU, SI, SW	35	35	40
					alle anderen Bodengruppen	30		
	3. übrige Gleise		0,95	45	GE, GI, GW, GU, SI, SW	30	30	35
					alle anderen Bodengruppen	25		
Instandhaltung	bestehende Eisenbahnstrecken	4. $v > 160 \text{ km/h}$	0,95	45	GE, GI, GW, GU, SI, SW	30	30	35
					alle anderen Bodengruppen	25		
		5. $v \leq 160 \text{ km/h}$	0,93	20	GE, GI, GW, GU, SI, SW	25	25	30
					alle anderen Bodengruppen	20		

Tabelle 3.1:

Tragfähigkeitsanforderungen (gemäß Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau, NGT 39, 1997)

3.1.4 CBR-Versuch (TP BF StB Teil B 7. 1)

3.1.4.1 Allgemeines

CBR steht für „California Bearing Ratio“ und beschreibt die Tragfähigkeit eines Bodens im Vergleich zu einem Standardboden. Der Vorteil des CBR-Versuches ist, dass er sowohl im Feld als auch im Labor durchgeführt werden kann. CBR-Werte dienen vor allem in den USA der Dimensionierung von Straßen- und Flugplatzbefestigungen. Häufig verwendet wird der CBR-Wert auch zur Beschreibung der Tragfähigkeit von Böden und Boden-Kalk-Gemischen nach Laborfrostversuchen. Der CBR-Versuch wird im Rahmen dieser Forschungsarbeit für Tragfähigkeitsbestimmungen sowohl im Feld als auch im Labor verwendet.

Beim CBR-Versuch wird ein Stempel mit einem Durchmesser von 50 mm mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 1,25 mm/min mindestens 5,0 mm tief in das vorbereitete Planum (Feldversuch) bzw. in die in den CBR-Topf (Durchmesser = 150 mm) gestört oder ungestört eingebaute Probe (Laborversuch) eingedrückt. Der umgebende Boden wird durch ringförmige Platten belastet. Sie ersetzen die Belastung durch die spätere Straßendecke. Gemessen wird der Stempeldruck in Abhängigkeit von der Eindringtiefe. Zur Ermittlung des CBR-Wertes wird entsprechend der Gleichung 3.3 der Stempeldruck bei 2,5 mm und 5,0 mm ins Verhältnis gesetzt zu dem entsprechenden Stempeldruck eines Standardbodens.

$$\text{CBR} = \frac{\sigma}{\sigma_s} \cdot 100 \quad [\%] \quad \text{(Gleichung 3.3)}$$

mit

- σ = Stempeldruck des Versuchsbodens
- σ_s = Stempeldruck des Standardbodens
 - bei Eindringtiefe 2,5 mm: $\sigma_s = 7 \text{ N/mm}^2$
 - bei Eindringtiefe 5,0 mm: $\sigma_s = 10,45 \text{ N/mm}^2$

In Abbildung 3.1 ist der Labor-CBR-Versuch schematisch dargestellt.

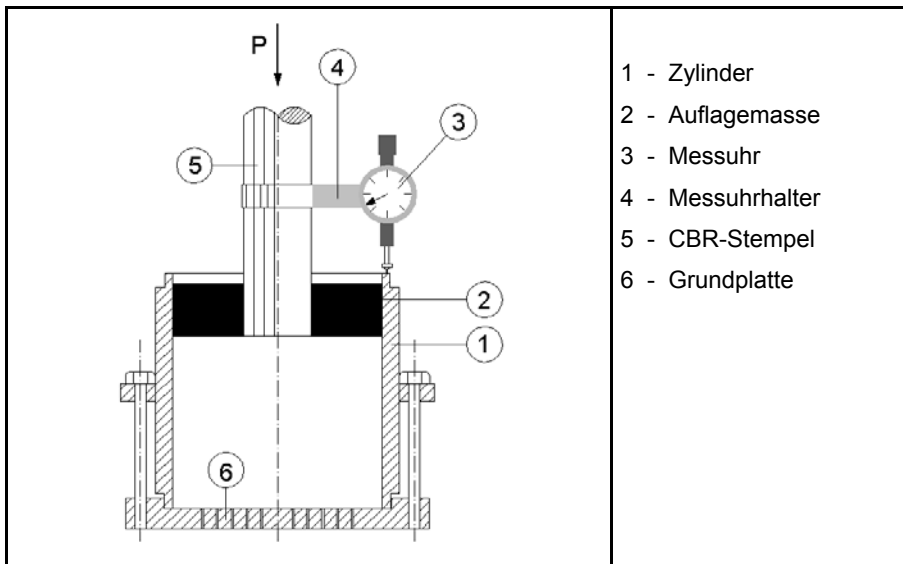


Abbildung 3.1:
Labor-CBR-Versuch

KÉZDI (1970) unterschied zwischen den folgenden drei Grundbruchtypen, die auf die Bruchvorgänge beim CBR-Versuch übertragbar sind.

a) allgemeiner Scherbruch

Beim allgemeinen Scherbruch bilden sich Gleitflächen. Der Boden wird unter dem Stempel über die kritische Dichte verdichtet und seitlich verschoben. Es bilden sich Aufwölbungen an der Oberfläche. Diese Art des Grundbruches konnte beispielsweise bei CBR-Versuchen an Sanden beobachtet werden.

b) lokaler Scherbruch

Beim lokalen Scherbruch sinkt der Stempel ein, verdichtet den Boden darunter und verschiebt ihn seitlich. Es werden zwar Gleitflächen gebildet, diese sind aber nicht durchgängig.

c) Eindringungsbruch

Beim Eindringungsbruch wird der Boden unter dem Stempel verdichtet. Da die kritische Dichte und der Scherwiderstand nicht überschritten wird, bildet sich unter dem Stempel ein verdichteter Bereich, der sich mit zunehmender Eindringung des Stempels vergrößert. Ein Bruch tritt in dem Sinne nicht ein. Der Stempeldruck steigt mit zunehmender Eindringung.

In Abbildung 3.2 sind die Last-Setzungskurven der drei Haupttypen des Grundbruches dargestellt. Wie bei zahlreichen CBR-Versuchen im Rahmen der Forschungsarbeit festgestellt werden konnte, findet an kalkbehandelten Proben ein Eindringungsbruch statt.

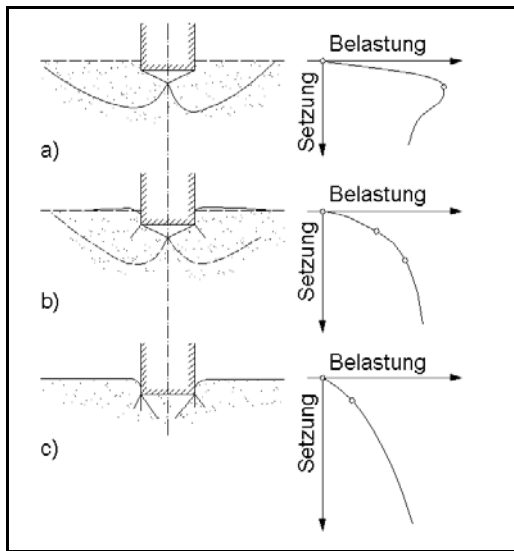


Abbildung 3.2:

Haupttypen des Grundbruches a) allgemeiner Scherbruch, b) lokaler Scherbruch, c) Eindringungsbruch (KÉZDI 1970)

FLOSS (1973) weist darauf hin, dass bei bindigen Böden der CBR-Wert von Bodenart (Plastizität), Dichte, Wassersättigung bzw. Luftgehalt, Konsistenz und Kohäsionsfestigkeit beeinflusst wird. Im Sättigungsbereich von $S_r \geq 90 \%$ hängt der CBR-Wert nur noch von der Dichte und dem Wassergehalt ab.

Bei CBR-Werten ist zu unterscheiden, nach welchen Beanspruchungen sie gemessen wurden. Wird der CBR-Wert an einer Probe bestimmt, die keinen besonderen Beanspruchungen ausgesetzt war, wird er als CBR-Wert oder im Rahmen dieser Arbeit als CBR_0 -Wert bezeichnet. Nach einer Wasserlagerung wird er als CBR_W -Wert deklariert und nach einer Frostbeanspruchung als CBR_F -Wert. Die Abbildung 3.3 zeigt die Abhängigkeit der CBR-Werte vom Verdichtungswassergehalt (w_v), der Trockendichte und dem Endwassergehalt (Wassergehalt unter dem Stempel nach dem Versuch).

Bei Verdichtungswassergehalten im Bereich von $w_v > w_{Pr}$ nimmt der CBR_0 -Wert mit zunehmendem Wassergehalt ab. Im Bereich $w_v < w_{Pr}$ steigt der CBR_0 -Wert bei feinkörnigen Böden mit abnehmendem Verdichtungswassergehalt zunächst weiter an, bis er ab einem gewissen Trockenheitsgrad geringer wird (GIUDICETTI 1975, WEHNER, SIEDECK, SCHULZE 1977, KÉZDI 1973 a).

Werden Bodenproben vor dem CBR-Versuch einer Wasserlagerung unterzogen, wird die Tragfähigkeit (CBR_W -Wert) aufgrund der Wasseraufnahme vermindert. Die Auswirkung einer Sättigung durch kapillaren Wasseraufstieg ist umso stärker, je lockerer der Boden ist.

Werden die Proben Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchungen unterworfen, wird die Tragfähigkeit (CBR_F -Wert) im Allgemeinen noch geringer als nach der Wasserlagerung. GIUDICETTI (1975) führte Frostversuche mit unterschiedlichen Gefriereschwindigkeiten durch und stellte fest, dass die Tragfähigkeit bei langsamem Gefrieren stärker vermindert wird als bei schnell-

lem Gefrieren. Des Weiteren ist bekannt, dass die CBR-Werte mit zunehmender Dichte und abnehmendem Wassergehalt unter dem Stempel steigen (Abbildung 3.3).

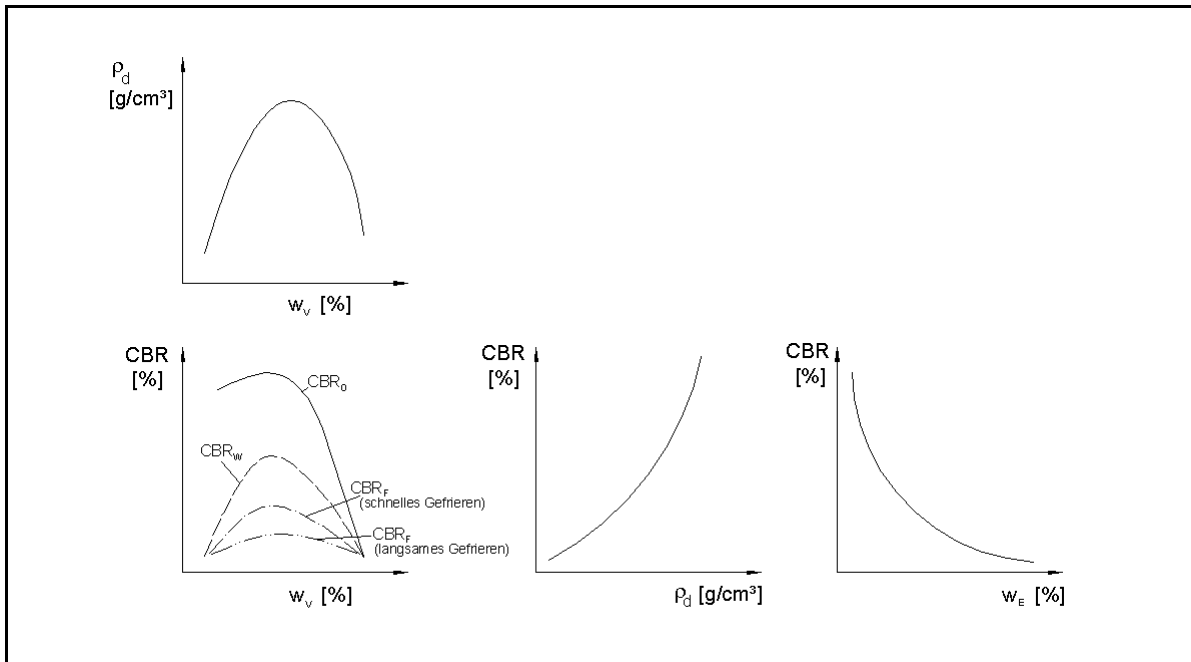


Abbildung 3.3:

CBR-Werte in Abhängigkeit von Verdichtungswassergehalt (w_v), Trockendichte (ρ_d) und Endwassergehalt (w_E)

3.1.4.2 Relationen zwischen CBR-Werten und Verformungsmoduln E_{V1} , E_{V2}

Obwohl der CBR-Wert als Frostkriterium sowohl national als auch international verwendet wird, sind die Erfahrungen mit dem CBR-Versuch in Deutschland eher gering. Um Anforderungen der Richtlinien, die mit dem E_{V1} - und E_{V2} -Modul formuliert sind, auf den CBR-Wert übertragen zu können, wurden Erkenntnisse über Relationen zwischen E_V -Moduln und CBR-Werten zusammengetragen und nachfolgend dargestellt. Es muss dabei jedoch berücksichtigt werden, dass es sich um grundsätzlich unterschiedliche Versuche handelt und somit kein direkter Zusammenhang bestehen kann.

In der Schweizer Norm SN 640 317 b wird die Tragfähigkeit des Planums in Klassen eingeteilt. Als Tragfähigkeitskennwerte sind neben anderen der E_{V1} -Modul und der CBR-Wert enthalten (Tabelle 3.2). Bei CBR-Werten < 3 % oder E_{V1} -Moduln $< 4,5$ MN/m² wird die Tragfähigkeit als gering und bei CBR-Werten > 25 % oder E_{V1} -Moduln > 45 MN/m² als sehr hoch bezeichnet.

Tragfähigkeitsklasse	E_{V1} [MN/m ²]	CBR-Wert [%]
S0 - sehr gering	< 4,5	< 3
S1 - gering	4,5 bis 11,25	3 bis 6
S2 - mittel	> 11,25 bis 22,5	> 6 bis 12
S3 - hoch	> 22,5 bis 45,0	> 12 bis 25
S4 - sehr hoch	> 45,0	> 25

Tabelle 3.2:

Tragfähigkeitsklassen des Planums nach Schweizer Norm (SN 640 317 b)

FLOSS (1973) weist darauf hin, dass bei bindigen und nichtbindigen Böden der plastische Verformungsanteil der Erst- und Zweitbelastung und damit das Verhältnis der Verformungsmoduln E_{V2}/E_{V1} sehr unterschiedlich ist. Nichtbindige Böden neigen mehr zur Nachverdichtung als bindige Böden. Es kann folglich nicht ein gleicher Zusammenhang zwischen CBR und E_{V1} und zwischen CBR und E_{V2} bei bindigen und nichtbindigen Böden existieren. Aus diesem Grund differenziert FLOSS (1973) bei der Angabe eines Zusammenhanges zwischen dem CBR-Wert und dem E_{V1} - und E_{V2} -Modul bei den verschiedenen Bodenarten (siehe Tabelle 3.3).

CBR [%]	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]	
		bindig	nichtbindig
2,0	6,6	10,7	-
3,0	9,0	15,0	-
4,0	10,9	18,5	-
4,5	12,0	20,0	-
5,0	12,9	22,0	43,0
5,6	14,0	-	45,0
6,0	14,6	24,5	47,0
6,2	15,0	25,0	-
7,0	16,2	27,5	50,0
8,0	18,0	30,0	-
9,0	19,5	33,0	58,0
9,6	20,5	-	60,0
10,0	21,0	35,0	61,0
13,6	27,0	45,0	-
15,0	28,3	-	76,0
16,4	30,0	-	80,0
20,0	35,0	-	90,0
24,0	40,0	-	100,0
30,0	46,5	-	112,0
34,0	51,0	-	120,0
40,0	57,5	-	131,0
50,0	68,0	-	147,0
85,0	100,0	-	187,0

Tabelle 3.3:

Relation zwischen Verformungsmodul E_V und CBR-Wert (FLOSS 1973)

Nach den Untersuchungen von FLOSS (1973) entspricht ein E_{V2} -Modul von 45 MN/m² einem CBR-Wert von 13,6 % bei bindigen Böden und einem CBR-Wert von 5,6 % bei nichtbindigen

Böden. Ein E_{V2} -Modul von 100 MN/m^2 entspricht bei einem nichtbindigen Boden einem CBR-Wert von etwa 24 %.

WEINGART (1998) stellt aus Literaturangaben die ermittelten Zusammenhänge zwischen dem CBR-Wert und dem E_{V2} -Modul zusammen, die in Abbildung 3.4 dargestellt sind.

Soweit angegeben, liegen folgende Kurvengleichungen vor.

1. $E_{V2} = 7,5 \cdot \text{CBR}^{0,75}$ (bindige und nichtbindige Böden)

2. $E_{V2} = 20,35 \cdot \text{CBR}^{0,5}$ (nichtbindige Böden)

3. $E_{V2} = 6 \cdot \text{CBR}^{0,8}$ (bindige Böden)

4. $E_{V2} = 10 \cdot \text{CBR}^{0,73}$ (Shell)

5. $E_{V2} = 17,6 \cdot \text{CBR}^{0,64}$ (TRRL, bindige Böden)

6. $E_{V2\text{theor}} = 9,9 \cdot \text{CBR}^{0,77}$ ($E_{V2\text{theor}}$)

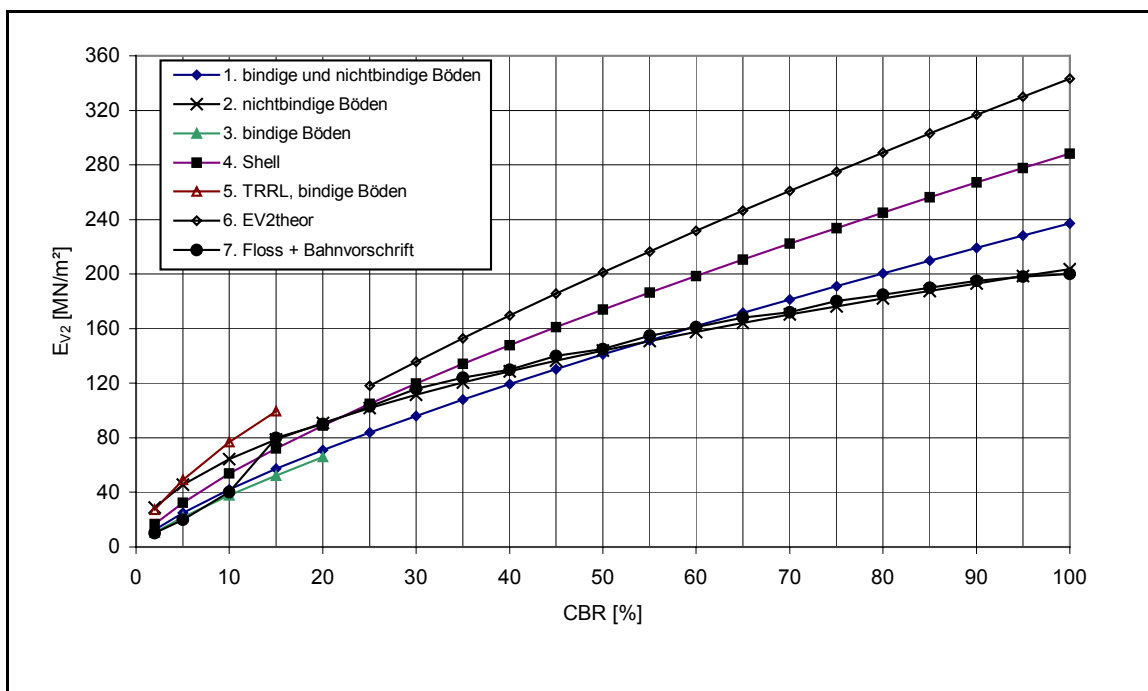


Abbildung 3.4:

Relation zwischen CBR-Wert und Verformungsmodul E_{V2} (von WEINGART 1998 aus Literaturangaben zusammengestellt)

3.1.4.3 Feld-CBR-Versuch

Das Feld-CBR-Gerät, das im Rahmen dieser Forschungsarbeit verwendet wurde, trägt die Bezeichnung „CBR - in situ testing apparatus LO 9650“ und wurde von der Firma Wille Geotechnik, Göttingen, bezogen. Da der Feld-CBR-Versuch in Deutschland selten angewendet wird, ist in Abbildung 3.5 die verwendete Versuchseinrichtung dargestellt.

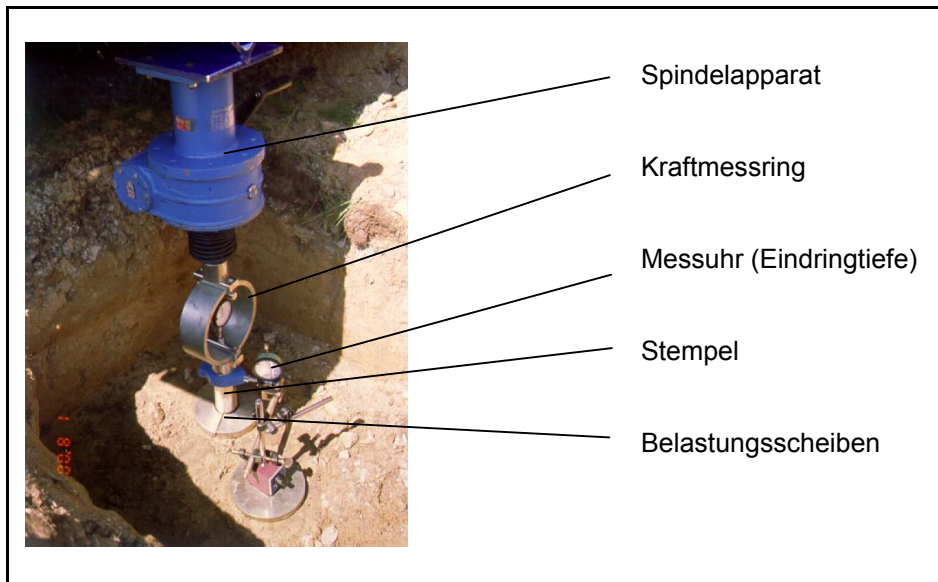


Abbildung 3.5:
Feld-CBR-Versuch

Mit einem Spindelapparat, das sich gegen ein Widerlager stützte, wurde durch Betätigen der Handkurbel der Stempel in das Planum gedrückt. Die benötigte Kraft wurde mit einem Kraftmessring und die Eindringtiefe mit einer Messuhr (Anzeigegenauigkeit 1/100 mm) erfasst. Die Messuhr war an dem Stempel fixiert und zeigte die Verschiebung gegenüber einem Stativ an, das außerhalb des Verformungsbereiches aufgestellt wurde.

3.1.4.4 Modifizierter Labor-CBR-Versuch

Für CBR-Versuche im Labor sollten Proben mit den Abmessungen eines CBR-Topfes (Durchmesser = 150 mm) aus den kalkbehandelten Planumbereichen von Verkehrsflächen entnommen werden. Da dies schon aus Platzgründen nicht möglich war, wurden Proben mit Ausstechzylindern gewonnen. Um festzustellen, ob auch an Proben im Ausstechzylinder (Durchmesser = 96 mm) der CBR-Wert bestimmt werden kann, wurden Vergleichsversuche zwischen „echten“ CBR-Versuchen und „modifizierten“ CBR-Versuchen unternommen.

Für die modifizierten CBR-Versuche im Ausstechzylinder bestand die Alternative, den normalen CBR-Stempel mit einem Durchmesser von 50 mm zu verwenden oder einen kleineren Stempel mit einem Durchmesser von 32 mm. Durch den kleineren Stempel betrug das Verhältnis von Stempeldurchmesser zu Topfdurchmesser 1 : 3, ebenso wie beim „echten“ CBR-Versuch. Wie die Vergleichsversuche ergaben, war die Korrelation zwischen den modifizierten und echten CBR-Werten besser, wenn ein Stempeldurchmesser von 32 mm verwendet wurde. Für die Vergleichsversuche waren fünf unterschiedliche feinkörnige Böden und drei unterschiedliche Boden-Kalk-Gemische verwendet worden. Die Probekörper wurden mit gleichen Dichten und gleichem Wassergehalt hergestellt. Aus jeweils mindestens drei Ein-

zelversuchen wurde der CBR-Wert bestimmt und der arithmetische Mittelwert daraus gebildet. Die Abbildung 3.6 zeigt die Korrelation zwischen dem CBR-Wert und dem modifizierten CBR-Wert, der im Ausstechzylinder mit einem Stempel von 32 mm Durchmesser bestimmt wurde.

Es war festzustellen, dass bei den untersuchten feinkörnigen Böden und Boden-Kalk-Gemischen im Rahmen der zu erwartenden Genauigkeit der modifizierte CBR-Wert mit dem echten CBR-Wert übereinstimmt.

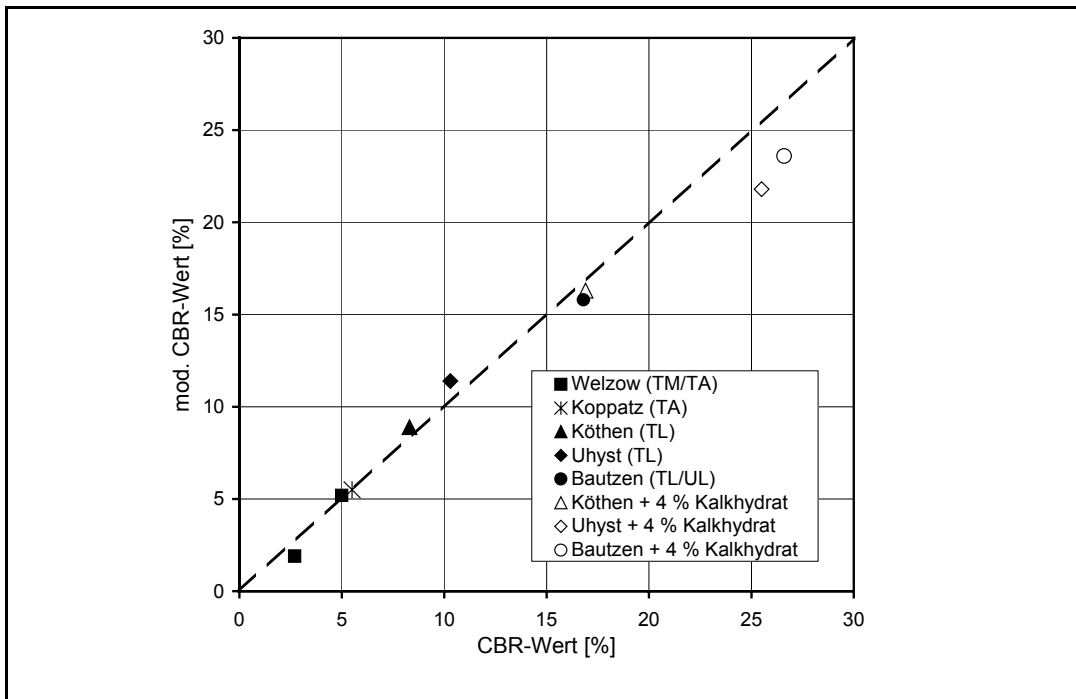


Abbildung 3.6:

Korrelation zwischen CBR-Werten und modifizierten CBR-Werten, die im Ausstechzylinder mit einem Stempeldurchmesser von 32 mm bestimmt wurden

3.2 Frostempfindlichkeit

3.2.1 Prüfverfahren und Kriterien zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Böden

Eine Zusammenstellung von Prüfverfahren und Kriterien zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von unbehandelten Böden geben beispielsweise JESSBERGER (1976), BRANDL (1978), CHAMBERLAIN (1981) und CHAMBERLAIN et al. (1984). Nachfolgend werden einige Prüfverfahren vorgestellt und insbesondere solche, die aussichtsreich erscheinen, auch die Frostempfindlichkeit von Bodenverbesserungen beurteilen zu können.

Basierend auf den Forschungsarbeiten von FLOSS (1973) werden in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-StB 94) Böden in Frostempfindlichkeitsklassen entsprechend den Bodengruppen eingeteilt (Tabelle 3.4). Für eine differenziertere Bewertung werden Frostversuche empfohlen.

Frostempfindlichkeit		Bodengruppe (DIN 18 196)	
F1	nicht frostempfindlich	GW, GI, GE SW, SI, SE	
F2	gering bis mittel frostempfindlich	TA OT, OH, OK ST, GT ¹⁾ SU, GU ¹⁾	
F3	sehr frostempfindlich	TL, TM UL, UM, UA OU SU*, GU* ST*, GT*	

1) zu F1 gehörig bei einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von 5 M.-% bei $U \geq 15$ oder 15 M.-% bei $U \leq 6$.

Im Bereich $6 < U < 15$ kann der für eine Zuordnung zu F1 zulässige Anteil an Korn unter 0,063 mm linear interpoliert werden.

Tabelle 3.4:

Klassifikation der Frostempfindlichkeit von Bodengruppen nach ZTVE-StB 94

Da der Frosthebungsversuch ein genaues, aber auch aufwendiges Verfahren zur Ermittlung der Frostempfindlichkeit darstellt, empfiehlt das „Technical Committee on Frost“ (TC-8) der International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE) im „Work Report 1985 - 1989“, das Frosthebungsverhalten von Böden auf drei Genauigkeitsstufen zu beurteilen (ISSMFE 1989). Auf der ersten Stufe wird der Boden anhand der Kornverteilungskurve grob eingeordnet. Ist eine höhere Genauigkeit erforderlich, wird auf der zweiten Stufe anhand von Indexwerten (z. B. Plastizität, Kapillarität, Fines-Faktor R_f) die Neigung zur Frosthebung beurteilt. Führt auch dies zu keinen eindeutigen Ergebnissen, so wird auf der Stufe 3 ein Frosthebungsversuch durchgeführt. Die Bewertung der Frosthebung kann beispielsweise mit der absoluten, der relativen Höhe, der Hebungsgeschwindigkeit oder dem Segregationspotential (SP_0) nach KONRAD und MORGENSTERN (1981) erfolgen. Das

Segregationspotential ist das Verhältnis der Wasseraufnahmerate (v) zum Temperaturgradienten im Frostsaum ($\text{grad } T$).

$$SP_0 = v / \text{grad } T \quad [\text{mm}^2/\text{s} \cdot ^\circ\text{C}] \quad (\text{Gleichung 3.4})$$

Im „Work Report 1990 - 1993“ des TC-8 (ISSMFE 1993) wird die Tragfähigkeit nach dem Auftauen behandelt. Bewertungskriterien werden nicht gegeben.

Bei Frostversuchen wird im Allgemeinen unterschieden zwischen offenen und geschlossenen Systemen. Bei geschlossenen Systemen kommt kein externes Wasser in den Gefrierkreislauf. Bei offenen Systemen erhält eine Probe die Möglichkeit, während des Frostversuches Wasser aufzusaugen. Außerdem können Frostversuche hinsichtlich der Versuchsanordnung, der Versuchsdurchführung und der Probendaten in mehreren Punkten variieren. Einige Randbedingungen, die die Ergebnisse der Frostversuche maßgeblich beeinflussen, werden in Tabelle 3.5 aufgelistet. Ausführlichere Angaben über Varianten und Auswirkungen geben beispielsweise KUJALA, RAVASKA (1989), KUJALA (1991, 1993), Mc CABE, KETTLE (1985 a und b), HASSON, IRWIN (1988), ISHIZAKI, FUKUDA (1992), VOIGT (1994) und CHAMBERLAIN (1981).

Versuchsapparatur	Durchführung	Probendaten
<ul style="list-style-type: none"> - Reibungsverhältnisse an der Wand - Festfrieren an der Wandung und an den Kühlplatten - ein-/dreidimensionale Frosteindringung - erforderlicher Probenumbau für nachfolgende Untersuchungen - Verdunstungsschutz für die Probe - Isolierung gegen unerwünschte Wärmeströme 	<ul style="list-style-type: none"> - Frostrichtung - Gefriereschwindigkeit - Auftaugeschwindigkeit - Temperaturgradient - absolute Temperatur - Auflast - Wasserverfügbarkeit (offenes / geschlossenes System) - Druck / Sog im evtl. Wasserbad - Versuchszeiten 	<ul style="list-style-type: none"> - Probengröße (Länge/Höhe) - maximaler Korndurchmesser - Einbaudichte - Einbauwassergehalt - Sättigungsgrad - Materialaufbereitung (Verdichtungsmethode, Homogenität, Porengröße)

Tabelle 3.5:

Die Versuchsergebnisse beeinflussende Randbedingungen bei Frostversuchen (zusammengestellt nach KUJALA 1989, KUJALA, RAVASKA 1989, VOIGT 1994)

Der Begriff Frosthebungsversuch hat sich für solche Versuche durchgesetzt, bei denen die Probe an einer Seite gefroren wird, während sie von der anderen Seite ungefroren bleibt und ständig Wasser nachsaugen kann. Die Frosthebung, die in den Versuchen gemessen wird, resultiert aus einer Eislinsenbildung bei gegebenen hydraulischen und thermischen Bedingungen. Im Anschluss an den Frosthebungsversuch wird die nach dem Tauen verbleibende Tragfähigkeit gemessen. Wie von GIUDICETTI (1975) gezeigt wurde, besitzt die Gefriereschwindigkeit einen Einfluss auf den CBR_F -Wert. Ebenso beeinflusst die Gefriereschwindigkeit auch die Frosthebung. Mc CABE, KETTLE (1985 a und b) und CZURDA, WAGNER (1985) sowie REED et al. (1979) stellten fest, dass bei langsamem Gefrieren (getestet für Temperaturen bis -11°C) die Frosthebung linear mit der Zeit ansteigt. Bei schnellem Gefrie-

ren ist der Verlauf der Frosthebung über die Zeit progressiv (Abbildung 3.7). Für den Fall des langsamen Gefrierens legten REED et al. (1979) Kriterien zur Bewertung der Frostempfindlichkeit anhand der konstanten Frosthebungsgeschwindigkeit [mm/24 h] fest (Tabelle 3.6). Demnach ist die Frostempfindlichkeit von Böden sehr gering, wenn die Frosthebungsgeschwindigkeit weniger als 6 mm/d beträgt.

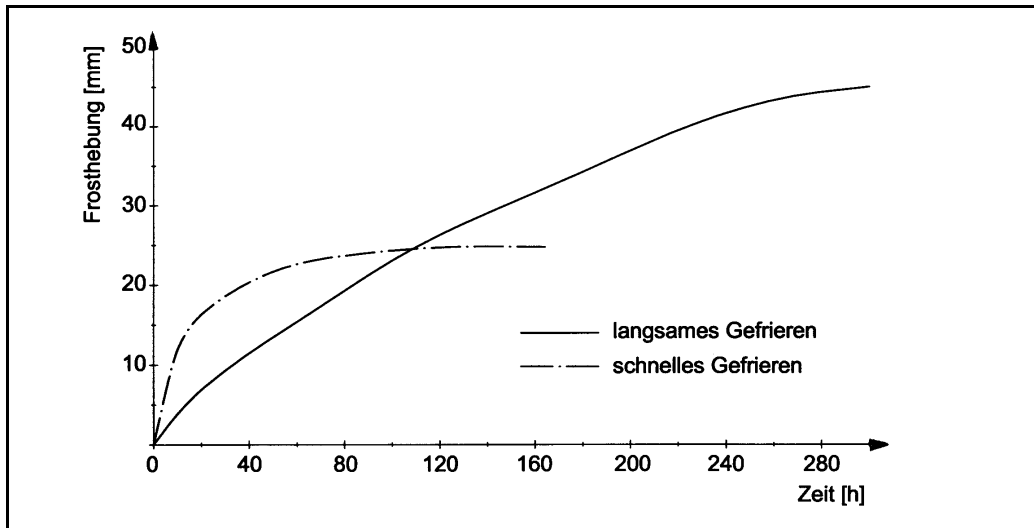


Abbildung 3.7:

Einfluss des Frostregimes auf die Frosthebung (Mc CABE, KETTLE 1985 b)

Frosthebung nach 24 h [mm]	Frostempfindlichkeit
< 6	sehr gering
6 bis 11	gering
11 bis 20	mittel
20 bis 30	hoch
> 30	sehr hoch

Tabelle 3.6:

Kriterium zur Bewertung der Frosthebung (REED et al. 1979)

BRANDL (1966, 1976, 1970 a, 1970 b, 1977, 1978) und WAIBEL (1973, 1975) untersuchten den Einfluss der Mineralogie des Feinkornanteils (Korndurchmesser < 0,02 mm) auf die Frostempfindlichkeit von Korngemischen. Die Randbedingungen der durchgeführten Frosthebungsversuche und die Bewertungskriterien (Frosthebung und CBR_F -Wert) sind in Tabelle 3.7 dargestellt. Demnach gilt ein Boden als frostsicher, wenn der CBR_F -Wert mehr als 20 bzw. 25 % beträgt und die Frosthebung 1,0 bis 2,5 cm bzw. 1,5 bis 2,0 cm nicht übersteigt. Die Frostversuche führten zu folgenden Ergebnissen: Chlorite und Muskovite begünstigen Frosthebungen, Tragfähigkeitsverluste beim Auftauen sind hingegen nicht so stark. Ähnliches gilt für Kaolinit, das hauptsächlich zu Hebungen führt. Montmorillonit verringert dagegen vor allem die Festigkeit. Wie die Versuche zeigten, ist bei einigen Korngemischen die Frosthebung und bei anderen Korngemischen die Tragfähigkeit beim Auftauen die kritische Eigenschaft.

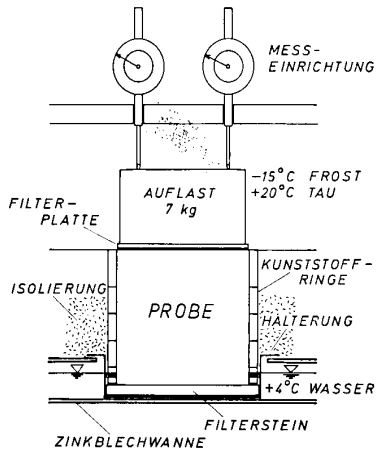
Versuchsrandbedingungen / Frostkriterium	BRANDL	WAIBEL	
Probenabmessungen d : h [cm]	15 : 12,5	15 : 12,5	
Belastung der Probenoberfläche	0,005 N/mm ²	0,005 N/mm ²	
Frost-Tau-Temperatur	-24 °C / +20 °C	-15 °C / +20 °C	
Anzahl der Frost-Tau-Zyklen	4	4	
Anzahl der tiefen Frostperioden	2	2	
Grundwassertemperatur	+4 °C	+4 °C	
Versuchsdauer (insg.)	21 Tage	16 Tage	
geforderter CBR _F -Wert [%]	20	25	
zulässige Frosthebung [cm]	1,0 - 2,5	1,5 - 2,0	

Tabelle 3.7:

Versuchsanordnung und Randbedingungen der Frosthebungsversuche von BRANDL UND WAIBEL (BRANDL 1977)

Zur Vermeidung von aufwendigen Frosthebungsversuchen entwickelte BRANDL in Zusammenarbeit mit WAIBEL ein „Mineralkriterium“. Basierend auf den Forschungsarbeiten wird gemäß den Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau (RVS 8S.05.11, Ausgabe 1997) die Frostempfindlichkeit eines Korngemisches für ungebundene Tragschichten anhand der Mineralzusammensetzung des Feinkornanteiles beurteilt (Tabelle 3.8). In Zweifelsfällen oder wenn das Kriterium nicht angewendet werden kann, sollen Frosthebungsversuche gemäß RVS 11.062 (Teil 10) durchgeführt werden.

maximal zulässiger Anteil < 0,02 mm	Mineralbestand des Korngrößenanteils < 0,02 mm
3 M.-%	keine Mineralbestimmung erforderlich
5 M.-%	<p>bei erprobten Materialien gilt: keine Mineralbestimmung erforderlich</p> <p>Bei nicht erprobten Materialien gilt:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. nicht aktive Minerale: 100 % 2. Gemenge aus nicht aktiven und aktiven Mineralen, wobei die nachstehend angeführten Grenzwerte (a bis e) nicht überschritten werden dürfen und zusätzlich die folgenden Grenzwerte (f bis i) von Kombinationen der aktiven Minerale nicht überschritten werden dürfen: <ol style="list-style-type: none"> a) 10 % Kaolinitgruppe b) 30 % Chloritgruppe c) 30 % Vermiculitgruppe d) 40 % Montmorillonitgruppe e) 50 % Glimmergruppe f) 60 % Glimmergruppe + Chloritgruppe g) 50 % Glimmergruppe + Chloritgruppe + Kaolinitgruppe h) 50 % Glimmergruppe + Kaolinitgruppe i) 40 % Glimmergruppe + Chloritgruppe + Kaolinitgruppe + Montmorillonitgruppe <p>Weitere hier nicht angeführte Mischungen von Schichtsilikaten sind bis zu einer Gesamtsumme von maximal 40 % zulässig. Werden diese Grenzwerte überschritten, sind Frosthebungsversuche erforderlich.</p> <p>3. Wenn aufgrund einer intensiven rotbraunen Färbung des Materials der Verdacht auf das Vorhandensein von Eisenhydroxiden besteht, sind Frosthebungsversuche durchzuführen</p>
8 M.-%	nicht aktive Minerale, wobei maximal 1 M.-% < 0,002 mm sein darf.

- nicht aktive Minerale: Karbonate, Quarz, Feldspäte

- aktive Minerale: Kaolinitgruppe, Chloritgruppe, Vermiculitgruppe, Montmorillonitgruppe, Glimmergruppe und Eisenhydroxide

Tabelle 3.8:

Mineralkriterium (RVS 8S.05.11)

Ebenfalls basierend auf dem Feinkornanteil und dem Mineralbestand der Feinkornfraktion gibt LUDWIG (1993) ein Bewertungsschema zur Beurteilung der potentiellen Frostgefährdung von Tonböden. Demnach ist die Neigung zur Eislinsenbildung von der Plastizität und der Quellfähigkeit des Mineralbestandes abhängig. Quellfähige Minerale führen prinzipiell zu einer eher geringeren Eislinsenbildung als nicht quellfähige Minerale.

Zur Ermittlung der Frostempfindlichkeit von Böden wird in der Schweizer Norm SN 670 321 der Frosthebungsversuch in Kombination mit dem CBR-Versuch nach dem Auftauen empfohlen. Die Probe wird im Anschluss an eine 24-stündige Wasserlagerungsphase 24 Stunden gefroren. Die Temperatur an der Probenoberseite beträgt $-6,5\text{ }^{\circ}\text{C}$, an der Unterseite $+1,5\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die Frosthebung wird mit einem Hebungskoeffizienten bewertet, der definiert ist als r/f . Hierbei entspricht f der während einer 24-stündigen Frostdauer erreichten maximalen Hebung und r der nach einem 24-stündigen Auftauen verbleibenden Hebung der Probe. Die Klassifizierung der Frostempfindlichkeit anhand des Hebungskoeffizienten ist in Tabelle 3.9 dargestellt. Gemäß diesem Kriterium können Böden die gleiche Frostempfindlichkeit besitzen, obwohl ihre maximalen absoluten Hebungen unterschiedlich sind. Grenzwerte für den CBR_F -Wert existieren in der Schweizer Norm nicht.

Frostempfindlichkeit	Hebungskoeffizient r/f
G1: sehr gering	$< 0,1$
G2: gering	0,1 bis 0,4
G3: mittel	0,4 bis 0,8
G4: stark	$> 0,8$

Tabelle 3.9:

Frostempfindlichkeit in Abhängigkeit vom Hebungskoeffizienten (SN 670 321)

CHAMBERLAIN (1987) berichtet über Frosthebungsversuche in den USA (CRREL II-Test) und die Einteilung von Böden in sechs Frostempfindlichkeitsklassen. Die Bewertung der Frostempfindlichkeit der Böden bezieht sich sowohl auf die Frosthebung als auch auf die Tragfähigkeit nach dem Auftauen (CBR_F -Wert). Die vom CRREL (Cold Region Research and Engineering Laboratory) empfohlenen Frosthebungsversuche und dazugehörigen Bewertungskriterien der Frosthebungen und CBR_F -Werte enthält Tabelle 3.10. Ebenfalls in dieser Tabelle sind die Randbedingungen und Bewertungskriterien der Frosthebungsversuche aus Frankreich und Großbritannien/United Kingdom (UK) enthalten. In den Versuchen der drei Länder wird die Probe von der Oberseite befroren und von der Unterseite mit Wasser versorgt. In Frankreich und Großbritannien wird nur die Frosthebung und nicht die Tragfähigkeit nach dem Auftauen als Indikator der Frostempfindlichkeit verwendet. Bei einem Vergleich der Frosthebungskriterien muss berücksichtigt werden, dass die Hebungen bei unterschiedlichen Frosttemperaturen und nach unterschiedlichen Gefrierdauern bestimmt werden und

außerdem mit unterschiedlichen Einheiten angegeben sind (USA: Frosthebungsrate, UK: absolute Frosthebung und Frankreich: die auf den Frostindex bezogene Hebung).

	Frankreich NF P 98-234-2	UK (TRRL) SR 829	USA (CRREL II)
Probenhöhe [cm]	32	15,2	15
Probendurchmesser [cm]	15	10,2	15
Probenpräparation	Proctor (95 % der Proctordichte, nasser Ast); normal Proctor für Planumschicht, mod. Proctor für Basis- und Fundamentsschicht	Vibrationshammer; 100 % Proctordichte w_{Pr}	max. Trockendichte (nach ASTM test D- 558), w_{Pr}
Belastung [kN/m ²]	0	0	3,5
Temperatur am Probenkopf	-5,7 °C +/-0,3 °C	-17 °C +/-1 °C	16 h: +12 °C, 8 h: +3 °C, 8 h: -3 °C, 16 h: -12 °C
Temperatur am Probenboden	+2 °C +/-0,3 °C	+4 °C +/-0,5 °C	32 h: +3 °C, 16 h: -0,5 °C
Versuchsdauer	2 Tage (6 Tage, falls keine Hebung zu beobachten ist)	3 Tage (Messungen alle 24 h)	5 Tage
Anzahl der Frost-Tau-Wechsel	1	1	2
Bewertungskennwerte	Verhältnis der Frosthebung zur Quadratwurzel des Frostindex: p [mm/ $\sqrt{(^{\circ}\text{C} \cdot \text{h})}$]	Maß der totalen Hebung H nach 96 h	Frosthebungsrate h nach 8 h und Tau-CBR-Wert
Bewertungskriterium	<p>$p < 0,05$: nicht frostempfindlich</p> <p>$p = 0,05 - 0,4$: mäßig frostempfindlich</p> <p>$p > 0,4$: sehr frostempfindlich</p>	<p>$H \leq 9,0$ mm: nicht frostempfindlich</p> <p>$H = 9,1 - 14,9$ mm: zwei weitere Versuche in anderen Labors erforderlich (≤ 12 mm: nicht frostempfindlich, $\geq 12,1$ mm: frostempfindlich)</p> <p>$H \geq 15$ mm: frostempfindlich</p>	<p>$h < 1$ mm/d, CBR > 20 %: vernachlässigbar frostempfindlich</p> <p>$h = 1 - 2$ mm/d, CBR = 20 - 15 %: sehr gering frostempfindlich</p> <p>$h = 2 - 4$ mm/d, CBR = 15 - 10 %: gering frostempfindlich</p> <p>$h = 4 - 8$ mm/d, CBR = 10 - 5 %: mittel frostempfindlich</p> <p>$h = 8 - 16$ mm/d, CBR = 5 - 2 %: hoch frostempfindlich</p> <p>$h > 16$ mm/d, CBR < 2 %: sehr stark frostempfindlich</p>

- Norme française, NF P 98-234-2, Straßenbauprüfungen-Frostverhalten, Teil 2, Prüfung des Frostaufbruchs von Böden und gebundenen oder ungebundenen Granulaten mit einer Korngröße von $D \leq 20$ mm, Februar 1996
- TRRL = Transport and Road Research Laboratory, UK
- CRREL = Cold Region Research and Engineering Laboratory, USA

Tabelle 3.10:

Randbedingungen und Bewertungskriterien von Frosthebungsversuchen ausgewählter Länder

Frosthebungsversuche zur Bestimmung der Frostempfindlichkeit von Böden führte HEITZER (1981) durch und empfiehlt das in Tabelle 3.11 dargestellte Kriterium für die Einteilung von Böden in drei Frostempfindlichkeitsklassen. Der Versuch, für den das Kriterium gültig ist, sieht vier Frost-Tau-Wechsel vor mit -8 °C Frosttemperatur und +5 °C Tautemperatur. Die Frostzeit beträgt 1 bis 2 Tage, die Tauzeit dauert 1 Tag. Zu beachten ist, dass HEITZER die Frosthebung auf die Frosteindringtiefe bezieht und bei Böden der Frostempfindlichkeitsklassen F2 und F3 keine Grenzwerte nennt. Bei CBR_F -Werten < 5 % wird gemäß dem Kriterium von HEITZER der Boden als sehr frostempfindlich (F3) bewertet.

Frost-empfindlichkeit	Boden-gruppen (DIN 18196)	Kornanteil < 0,06 mm [M.-%]	CBR _F -Wert [%]	maximale Frosthebung H _{max} [mm]	maximale Frosthebung H _{max} [% der Frostein-dringtiefe]	bleibende Frosthebung H _{bl} [mm]	bleibende Frosthebung H _{bl} [% der Frostein-dringtiefe]
F1	G, GU, GT S, SU, ST	< 6 bei Kieskornanteil > 60 M.-%: < 8 < 6	> 25 > 5	5	4	2	1
F2	GU, GT SU, ST TA GT*	6 bis 15 > 15	> 5 > 5 - > 5	-	-	-	-
F3	GU* SU*, ST UL, UM TL, TM	> 15	< 5	-	-	-	-

Tabelle 3.11:

Kriterien zur Klassifizierung der Frostempfindlichkeit von Böden in Frosthebungsversuchen (HEITZER 1981)

FLOSS (1997) empfiehlt zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Böden bei der Durchführung von Frosthebungsversuchen die in Tabelle 3.12 dargestellten Grenzwerte für die Frosthebung und die Tragfähigkeit nach dem Auftauen. Demnach sollte auch nach diesem Kriterium der CBR_F-Wert mehr als 5 % betragen, um gering bis mittel frostempfindlich (F2) eingestuft zu werden.

Kriterium	F1 – nicht frostempfindlich	F2 – gering/mittel frostempfindlich	F3 – sehr frostempfindlich
absolute Hebung im Frostversuch	< 5,0 mm bzw. < 5 %	5 bis 15 mm bzw. 5 bis 15 %	> 15,0 mm bzw. > 15 %
bleibende Hebung nach Versuch	< 2,0 mm bzw. < 2 %	2,0 bis 4,5 mm bzw. 2,0 bis 4,5 %	> 4,5 mm bzw. > 4,5 %
CBR - Tragfähigkeit nach dem Auftauen	-	> 5 %	≤ 5 %
Festigkeitsverlust durch Frost	keiner bis gering	mittel	stark

Tabelle 3.12:

Kriterien zur Klassifizierung der Frostempfindlichkeit von Böden in Frosthebungsversuchen (FLOSS 1997)

In den Fällen, in denen der Tragfähigkeit eine größere Bedeutung zukommt als den Frosthebungen, kann eine Zuordnung zu den Frostempfindlichkeitsklassen allein mit dem CBR_F-Wert erfolgen. Für die Beurteilung der Frostempfindlichkeit von gemischtkörnigen Böden stellten JESSBERGER und JAGOW-KLAFF (1996) ein CBR_F-Kriterium auf (Tabelle 3.13). Demnach sollen gemischtkörnige Böden einen CBR_F-Wert von mehr als 8 % besitzen, um der Frostempfindlichkeitsklasse F2 zugeordnet werden zu können.

Frostempfindlichkeit	F1 – nicht frostempfindlich	F2 – gering/mittel frostempfindlich	F3 – sehr frostempfindlich
CBR _F -Wert [%]	> 30	8 bis 30	< 8

Tabelle 3.13:

Bewertung der Frostempfindlichkeit von gemischtkörnigen Böden mit dem CBR_F-Wert (JESSBERGER, JAGOW-KLAFF 1996)

Das Kriterium der Tabelle 3.13 basiert auf Untersuchungen von JESSBERGER (1976), bei denen er von Grenzwerten für E_{V2} -Moduln in der Tauphase ausging (Tabelle 3.14). Demnach sei ein Boden als frostsicher (Frostempfindlichkeitsklasse F1) zu bezeichnen, wenn dessen E_{V2} -Modul in der Tauperiode mehr als 45 MN/m² beträgt. JESSBERGER differenzierte zunächst zwischen vier Frostempfindlichkeitsklassen, wobei die Klassen „gering“ und „mittel“ frostempfindlich später zusammenfasst wurden.

Frostempfindlichkeit	E_{V2F} [MN/m ²] bzw. E_{V2} [MN/m ²] in der Tauperiode
nicht frostempfindlich	≥ 45
gering frostempfindlich	30 bis 45
mittel frostempfindlich	15 bis 30
sehr frostempfindlich	5 bis 15

Tabelle 3.14:

Bewertung der Frostempfindlichkeit mit dem E_{V2} -Modul in der Tauperiode (JESSBERGER 1976)

3.2.2 Prüfverfahren und Kriterien zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen

Derzeit wird die Frostsicherheit von Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat im Rahmen der Eignungsprüfung nach den Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB Teil B 11.5) anhand der Zylinderdruckfestigkeit nach 12 Frost-Tau-Wechseln beurteilt. Es werden Proctorkörper (Durchmesser = 100 mm, Höhe = 120 mm) mit optimalem Wassergehalt hergestellt und sieben Tage im Feuchtraum bei 40 °C gelagert. Durch die hohe Temperatur wird ein Zeitraffereffekt bewirkt. Im Frostversuch nach TP BF-StB Teil B 11.5 werden die Proben allmählich gefroren und besitzen während der Gefrierphase keine Möglichkeit zur Wasseraufnahme. Erst während der siebenstündigen Auftauphase können die Proben, auf einem feuchten Filz stehend, Wasser kapillar ansaugen. Die Randbedingungen des Frost-Tau-Wechsel-Versuches sind in Tabelle 3.15 zusammengefasst. Sie entsprechen im Wesentlichen denen der Eignungsprüfungen für Bodenverfestigungen mit Zement (TP BF-StB Teil B 11.1) und für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln (TP HGT-StB 94). Folglich werden für Bodenverfestigungen mit Weißfeinkalk und

Kalkhydrat im Planumbereich die gleichen Maßstäbe angesetzt wie für Tragschichten, die sich oberhalb der Frostschutzschicht befinden.

Ein Boden-Kalk-Gemisch kann nach den derzeitigen Regelwerken (ZTVE-StB 94 und RStO 01) als Bodenverfestigung angesehen werden, wenn die Zylinderdruckfestigkeit der Probe nach dem Frostversuch mehr als 0,2 N/mm² beträgt. Reduziert eine Kalkbehandlung die Frostepfindlichkeit des Ausgangsbodens, erreicht aber keine Frostsicherheit gemäß der Definition der ZTVE-StB, so wird dieses Potential nicht genutzt. Hebungen während des Gefrierens werden nach den TP BF-StB Teil B 11.5 nicht in die Beurteilung der Frostepfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen einbezogen.

„Frostprüfung an Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat“, TP BF-StB Teil B 11.5
<ul style="list-style-type: none"> - Probekörper nach PROCTOR (d/h = 100/120 mm) - 7 Tage Feuchtraum bei +40 °C - 4 Stunden auf feuchtem Filz kapillar ansaugen - Abkühlen von +20 °C auf 0 °C in 2 bis 3 Stunden - Frosten von 0 °C auf -15 °C in 5 bis 6 Stunden - Tieffrosten bei -15 °C bis -20 °C für mindestens 8 Stunden - Auftauen auf feuchtem Filz bei 20 °C in 7 Stunden <p style="text-align: center;"><i>12 Frost-Tau-Wechsel</i></p> <p><u>Nachweis der Frostsicherheit:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Zylinderdruckfestigkeit : $q_u > 0,2 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 3.15:

Randbedingungen der Frostversuche an Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat gemäß TP BF-StB Teil B 11.5

In Österreich existiert für die Eignungsprüfung von Bodenverfestigungen mit Kalk kein genormtes Prüfverfahren. In den Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau RVS 11.245 sind jedoch bewährte Untersuchungsmethoden angeführt, die an zylindrischen Prüfkörpern, welche auf Proctordichte verdichtet wurden, durchgeführt werden:

- Zylinderdruckfestigkeit von normal- und wassergelagerten Prüfkörpern
- Direkte Zugversuche an normal- und wassergelagerten Prüfkörpern
- Frostversuche an normal- und wassergelagerten Prüfkörpern bei fortlaufendem „Grundwassernachschub“ (Frosthebungsversuche) mit Bestimmung der Frosthebungen, Wasseraufnahme sowie Druckfestigkeit vor und nach dem Versuch.

Gemäß der Schweizer Norm SN 640 503 a sind im Rahmen der Eignungsprüfung für Bodenverfestigungen mit Kalk Probekörper herzustellen, die folgende Anforderungen erfüllen müssen:

- Druckfestigkeit nach 7 Tagen etwa 0,5 N/mm²
- CBR-Wert nach 7 Tagen etwa 20 %
- Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen mit Wasserlagerung und der CBR_W-Wert sollten nicht weniger als 50 % der Werte ohne Wasserlagerung betragen

- Die Froststabilität, sofern sie für die entsprechende Schicht maßgebend ist, wird normalerweise erst nach einigen Monaten erreicht. Nach diesem Zeitpunkt sollten nur noch geringe Frosthebungen bzw. Festigkeitsreduktionen eintreten.

Die Schweizer Norm verzichtet auf einen Frostversuch. Überprüft wird der Festigkeitsverlust durch Wasserlagerung.

Auch die Norm der DDR sah sowohl für den Straßenbau als auch für den Eisenbahnbau im Rahmen der Eignungsprüfung für Bodenverfestigungen mit Kalk keine Frostversuche, sondern Wasserlagerungsversuche vor. Für Straßenverkehrsflächen waren gemäß den Technischen Güte- und Lieferbedingungen (TGL 173-38, Blatt 3: Befestigung von Straßenverkehrsflächen, Stabilisierung mit Kalk) Proctorkörper aus Boden-Kalk-Gemischen herzustellen. Diese waren bei Verwendung von Branntkalk 3 Tage feucht zu lagern, bei Verwendung von Kalkhydrat 3 Tage feucht und 2 Tage trocken zu lagern. Anschließend waren die Probekörper in beiden Fällen 2 Tage lang 10 mm tief in Wasser zu stellen und dann 2 Tage unter Wasser zu lagern. Danach erfolgten Druckfestigkeitsprüfungen. Mit Kalk verfestigte Erdstoffe mussten nach der Wasserlagerung eine Mindestdruckfestigkeit von $0,2 \text{ N/mm}^2$ aufweisen, wobei die Deformationsgeschwindigkeit bei der Druckfestigkeitsprüfung 6 mm/min betrug. Das Kriterium der TGL war folglich weniger streng als das der derzeitigen Regelwerke, in denen noch nach einer Frostbeanspruchung eine Zylinderdruckfestigkeit von $0,2 \text{ N/mm}^2$ überschritten werden muss.

Für den Eisenbahnunterbau waren gemäß der TGL 24 756/11 (Eisenbahnunterbau – Eignungsprüfungen für die Kalkstabilisierung) Proctorkörper aus Boden-Kalk-Gemischen herzustellen, die nach 7 Tagen Feuchtraumlagerung und 24 Stunden Lagerung im Tauchbad einer einaxialen Druckfestigkeitsprüfung unterzogen wurden. Die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeiten mussten $0,15 \text{ N/mm}^2$ mindestens erreichen. Diese Anforderung war ebenfalls weniger streng als die derzeitige Anforderung der TP BF-StB Teil B 11.5.

Bei einem Vergleich der Bewertungskriterien muss berücksichtigt werden, wie und in welchem Umfang die Boden-Kalk-Gemische bei der Bemessung berücksichtigt werden.

3.2.3 Bewertung der Prüfverfahren und Kriterien

Die Bewertung der Frostempfindlichkeit von Böden erfolgt zum einen anhand von indirekten Verfahren (Mineralogie, Korngrößenverteilung etc.). Diese Verfahren sind jedoch für Boden-Kalk-Gemische nicht anwendbar. Zur Bestimmung der Frostempfindlichkeit von Böden und Boden-Kalk-Gemischen haben sich Frostversuche als sinnvoll erwiesen und allgemein durchgesetzt. Unterschiede bestehen, wie in Kapitel 3.2.1 gezeigt, hinsichtlich der Durchfüh-

rung und der Bewertung der Frostversuche. Da die Frosthebung stark von den Versuchsrandbedingungen beeinflusst wird, ist kein allgemein gültiger Grenzwert zu nennen.

Aber auch die Tragfähigkeiten nach dem Auftauen werden von den Versuchsrandbedingungen beeinflusst. Offenbar ist aber der Einfluss nicht so extrem wie bei den Frosthebungen, wie die nachfolgenden Vergleiche der Bewertungskriterien zeigen. Für einen gering bis mittel frostempfindlichen Boden (Frostempfindlichkeitsklasse F2) wird ein CBR_F -Wert von mehr als 5 % (FLOSS 1997, HEITZER 1981) bzw. bei gemischtkörnigen Böden von mehr als 8 % (JESSBERGER, JAGOW-KLAFF 1996) gefordert. In Übereinstimmung dazu beschreibt das CRREL einen Boden als mittel frostempfindlich, der einen CBR_F -Wert zwischen 5 und 10 % besitzt (CHAMBERLAIN 1987). Ein CBR -Wert von 5 % entspricht einem E_{V2} -Modul von rund 22 MN/m² bei bindigen Böden und 43 MN/m² bei nichtbindigen Böden (FLOSS 1973). JESSBERGER (1967) ordnet einem gering bis mittel frostempfindlichen Boden einen geforderten E_{V2} -Wert nach dem Auftauen von 15 MN/m² zu. Für die Zuordnung zur Frostempfindlichkeitsklasse F2 sollte folglich ein Boden einen CBR_F -Wert von > 5 % aufweisen.

Nach JESSBERGER, JAGOW-KLAFF (1996) sollte ein gemischtkörniger Boden einen CBR_F -Wert von mindestens 30 % besitzen, wenn er als nicht frostempfindlich (Frostempfindlichkeitsklasse F1) eingestuft werden soll. BRANDL und WAIBEL fordern einen CBR_F -Wert von 20 bis 25 % für frostsichere ungebundene Tragschichten. Das CRREL bezeichnet einen Boden mit einem CBR_F -Wert von über 20 % als vernachlässigbar frostempfindlich, mit einem CBR_F -Wert zwischen 15 bis 20 % als sehr gering frostempfindlich und mit einem CBR_F -Wert zwischen 10 bis 15 % als gering frostempfindlich. Ein CBR_F -Wert von 20 % entspricht einem E_{V2} -Modul von etwa 60 bis 90 MN/m² und ein CBR_F -Wert von 15 % einem E_{V2} -Modul von 50 bis 80 MN/m², wobei der untere Wert für bindige und der obere Wert für nichtbindige Böden maßgebend ist (FLOSS 1973, JESSBERGER 1976). Entsprechend dem Kriterium von JESSBERGER soll auf einem frostsicheren Planum nach dem Auftauen ein E_{V2} -Modul von mindestens 45 MN/m² vorhanden sein. Dies bedeutet, dass von frostsicheren Böden im Planumbereich ein CBR_F -Wert von mindestens 15 % erreicht werden sollte.

Auf Frostschutzschichten müssen gemäß RStO E_{V2} -Moduln von 100 bzw. 120 MN/m² gewährleistet sein, was CBR_F -Werten von 20 bis 25 bzw. 30 bis 35 % entspricht.

4 BEURTEILUNG DES ZUSTANDES VON VERKEHRSFLÄCHEN MIT BODENVERBESSERUNGEN MIT KALK

4.1 Erfassung ausgeführter Streckenbereiche und Auswahl von Untersuchungsstrecken

Als Vorbereitung für das Versuchsprogramm wurden Straßenbauverwaltungen, Prüfstellen, Ingenieurbüros und Bauunternehmungen befragt, wo Verkehrsflächen mit kalkbehandelten Planumbereichen existieren, die bereits über mehrere Jahre Verkehrsbelastungen und Frostbeanspruchungen unterworfen waren. Wie die Umfragen ergaben, wurden Bodenverbesserungen mit Kalk in den Bundesländern Baden-Württemberg, Bayern, Hessen, Nordrhein-Westfalen, Rheinland-Pfalz, Sachsen, Sachsen-Anhalt und Thüringen durchgeführt, vereinzelt auch im Land Brandenburg.

Aus den vorhandenen Verkehrsflächen wurden 30 Objekte für eine Untersuchung des Gebrauchsverhaltens von Bodenverbesserungen mit Kalk ausgewählt. Das Kriterium der Wahl war primär die Gebrauchsdauer. Die Straßen sollten mindestens zwei Jahre durch Klima und Verkehr beansprucht worden sein. Außerdem sollten Unterlagen bei den Straßenbauverwaltungen vorliegen, die Ergebnisse von Eignungsprüfungen und Kontrollprüfungen sowie Informationen über die stofflichen, technischen und technologischen Bedingungen beim Einbau der Bodenverbesserungen enthielten. Weitere Kriterien waren, dass Aufgrabungen möglich waren und von den jeweiligen Straßenbauämtern genehmigt wurden.

Die in der Tabelle 4.1 aufgelisteten Strecken wurden für eine Untersuchung ausgewählt. Bei den Strecken handelte es sich um

- drei Autobahnen (lfd. Nr. 1 bis 3),
- fünfzehn Bundesstraßen (lfd. Nr. 4 bis 18),
- fünf Landesstraßen (lfd. Nr. 19 bis 23),
- vier Kreisstraßen (lfd. Nr. 24 bis 27),
- einen Geh- und Radweg (lfd. Nr. 28) sowie
- zwei Wirtschaftswege (lfd. Nr. 29 bis 30).

Die Tabelle 4.1 beinhaltet die Nummern der Straßen, den Streckenverlauf, die im weiteren Verlauf der Arbeit gewählte Bezeichnung der Verkehrsfläche nach dem nächstliegenden Ort, das zuständige Amt, das Baujahr und die Gebrauchsdauer zur Zeit der Analyse.

lfd. Nr.	Verkehrsfläche		Bezeichnung des Streckenabschnittes (nach nah gelegenen Ort)	Amt / Zuständigkeit	Baujahr	Gebrauchsdauer zur Zeit der Analyse [Jahre]
1	A 4	Dresden – Bautzen	Bautzen	AD Dresden	1997	3
2	A 14	Dresden – Leipzig	Dresden	AD Dresden	1969	30
3	A 93	Hof – Regensburg	Marktrewitz	AD Nordbayern	1999	3
4	B 9	Rülzheim Nord	Rülzheim	SPA Dahn	1995	4
5	B 13	Ottenhofen	Ottenhofen	SBA Ansbach	1983	18
6	B 19	OU Henneberg – Sülzfeld	Henneberg	SBA Meiningen	1992/1993	8
7	B 28	Reutlingen – Metzingen	Reutlingen	SBA Reutlingen	1997	2
8	B 29	Schwäbisch Gmünd	Schwäbisch Gmünd	SBA Ellwangen	1983	18
9	B 45	Mauer Nord	Mauer	SBA Heidelberg	1997/1998	3
10	B 62	OU Biedenkopf	Biedenkopf	SBA Marburg	2001	1
11	B 79	OU Dardesheim	Dardesheim	SBA Halberstadt	1994/1995	7
12	B 91	Weißenfels	Weißenfels	SBA Halle	1997	2
13	B 93	Zwickau – Meerane	Zwickau	SBA Zwickau	1994	7
14	B 107	Großbothen – Leisenau	Großbothen	SBA Döbeln	1995/1996	5
15	B 175	OD Rhäsa	Rhäsa	SBA Meißen	1999	3
16	B 290	Schwabsberg – Immenhofen, Parkplatz	Schwabsberg, Parkplatz	SBA Ellwangen	1978/1980	23
17	B 290	Schwabsberg – Immenhofen, Straße	Schwabsberg, Straße	SBA Ellwangen	1978/1980	23
18	B 470	Ottenhofen	Ottenhofen	SBA Ansbach	1983	18
19	L 219	Allstedt – Niederröblingen	Allstedt	SBA Sangerhausen	1997	3
20	L 712n	Leopoldshöhe	Leopoldshöhe	SBA Bielefeld	1988	12
21	L 968/3	Heipke	Heipke	SBA Bielefeld	1986	14
22	L 1050	Friedrichsruhe	Friedrichsruhe	SBA Mergentheim	1982	17
23	L 3073	Römershausen	Römershausen	SBA Arolsen	1986	14
24	K 96	Haubern	Haubern	SBA Arolsen	1989	11
25	K 3032	Oggenhausen	Oggenhausen	SBA Ellwangen	1995	6
26	K 3281	Heubach – Lautern	Heubach	SBA Ellwangen	1972	29
27	K 8032	Schmiedewalde	Schmiedewalde	SBA Meißen	2000	2
28	Radweg	Friedbergweg, Ravensburg	Ravensburg	SBA Ravensburg	1994	6
29	Wi.weg	Seelow	Seelow	LWA Seelow	1973	28
30	Wi.weg	ehem. Umleitungsstrecke nahe B 9	Rülzheim	SPA Dahn	1995	4

B = Bundesstraße, L = Landesstraße, K = Kreisstraße, Wi.weg = Wirtschaftsweg, OU = Ortsumgehung, OD = Ortsdurchfahrt, AD = Autobahndirektion, SBA = Straßenbauamt, SPA = Straßenprojektamt, LWA = Landwirtschaftsamt

Tabelle 4.1:
Überblick der untersuchten Verkehrsflächen

Die untersuchten Verkehrsflächen sind in Abbildung 4.1 auf der Deutschlandkarte eingetragen. Aus der Abbildung wird deutlich, dass die Strecken in verschiedenen Bereichen Deutschlands liegen und damit sowohl unterschiedliche geologische als auch klimatische Gegebenheiten einschließen.



Abbildung 4.1:
Lage der untersuchten Verkehrsflächen

4.2 Beschreibung der Verkehrsflächen

Bodenverbesserungen mit Kalk werden im Allgemeinen durchgeführt, wenn die Anforderungen an die Verdichtbarkeit wegen eines zu hohen Wassergehaltes nicht erfüllt werden können. Bei einigen der untersuchten Strecken wurde das Planum nicht durchgängig mit Kalk behandelt, sondern nur einzelne Abschnitte. Aus vorhandenen Unterlagen sowie Befragung von am Bau beteiligten, verschiedentlich schon im Ruhestand, wurde die Lage der kalkbehandelten Abschnitte ausfindig gemacht. Vor Ort wurde mit Salzsäure getestet, ob ein Aufschäumen eintrat und damit Kalk im Boden vorhanden war. Wie in späteren Laborversuchen festgestellt wurde, war bei einigen Strecken der natürliche Kalkgehalt bereits hoch, so dass vermeintliche Bodenverbesserungen sich als unbehandelte Planumsbereiche herausstellten.

Die unbehandelten Abschnitte wurden zu Vergleichszwecken mit in die Untersuchungen einbezogen.

Die Tabelle 4.2 gibt Informationen über die Strecken bezüglich der Bauklasse, der Dicke des frostsicheren Oberbaus, der Frosteinwirkungszone und der erfolgten oder nicht erfolgten Kalkbehandlung des im Planumbereich anstehenden Bodens im untersuchten Streckenabschnitt. Abgesehen von dem Wirtschaftsweg bei Seelow und der ehemaligen Umleitungsstrecke nahe der B 9 wurde die Bemessung des frostsicheren Oberbaus nach RStO vorgenommen.

Straßen Nr.	Streckenabschnitt (Bezeichnung nach nah gelegenen Ort)	Bauklasse gemäß RStO	Dicke des frostsicheren Oberbaus [cm]	Frosteinwirkungszone *) gemäß RStO	Kalkbehandlung des Planums
A 4	Bautzen	SV	90	III	ja (WFK)
A 14	Dresden	SV	70	II	ja (WFK)
A 93	Marktredwitz	SV	70	III	ja (WFK)
B 9	Rülzheim	III	60	I	ja (WFK)
B 13	Ottenhofen	II	60	II	nein
B 19	Henneberg	II	70	III	ja (WFK)
B 28	Reutlingen	I	70	II	ja (WFK)
B 29	Schwäbisch Gmünd	II	78	III	ja (WFK)
B 45	Mauer	III	60	II	nein
B 62	Biedenkopf	II	60	II	ja (WFK)
B 79	Dardesheim	II	60	II	ja (KH)
B 91	Weißenfels	I	70	II	ja (WFK)
B 93	Zwickau	I	60	III	ja (WFK)
B 107	Großbothen	II	60	II	ja (WFK)
B 175	Rhäsa	III	60	III	ja (WFK)
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	III	68	III	ja (WFK)
B 290	Schwabsberg, Straße	III	68	III	ja (WFK)
B 470	Ottenhofen	II	60	II	nein
L 219	Allstedt	II	70	II	ja (HK)
L 712n	Leopoldshöhe	II	60	I	nein
L 968/3	Heipke	III	70	I	nein
L 1050	Friedrichsruhe	II	70	II	ja (WFK)
L 3073	Römershausen	III	60	II	nein
K 96	Haubern	III	60	II	ja (WFK)
K 3032	Oggenhausen	III	60	III	ja (WFK)
K 3281	Heubach	III	62	III	abschnittsweise
K 8032	Schmiedewalde	III	70	III	ja (WFK)
Radweg	Ravensburg	VI	50	II	nein
Wi.weg	Seelow	VI	5	III	ja (WFK)
Wi.weg	Rülzheim	VI	35	I	ja (WFK)

WFK = Weißfeinkalk, KH = Kalkhydrat, HK = Hydraulischer Kalk

*) Frosteinwirkungszone (I: geringe, II: mittlere, III: hohe Frosteinwirkung), Festlegung der Frosteinwirkungszone erfolgte anhand der regionalen Verteilung des Frostindex (= Temperatur · Dauer des Frostes) im Winter 1962/63 (FGSV 1994)

Tabelle 4.2:
Beschreibung der untersuchten Verkehrsflächen

Die Dicke der verbesserten Schicht betrug an den Verkehrsflächen zwischen 20 und 40 cm. Eine Ausnahme ist die Bodenverbesserung der B 79 bei Dardesheim. Hier wurde das Planum in zwei Schichten mit jeweils 30 cm Dicke mit Kalk behandelt.

Informationen über die Technologie beim Einbau der Bodenverbesserungen liegen nur von wenigen Abschnitten vor. Beispielsweise betrug an der B 28 (Reutlingen - Metzingen) der natürliche Wassergehalt des zu behandelnden Opalinustons zwischen 25 und 35 M.-%. Der optimale Wassergehalt entsprach 26 M.-% bei Verwendung von 1,5 M.-% Kalk. Mit einem Kalkstreuer wurde der Kalk verteilt, mit einer Bodenfräse durch einmaligen Übergang eingemischt und durch drei Übergänge verdichtet. Die Bodenverbesserung wurde im September 1999 ausgeführt und in den von KLENGEL (1965) und BRANDL (1967) als kritisch definierten ersten drei Monaten nach der Herstellung nicht durch Frost beansprucht.

An der K 8032 bei Schmiedewalde wurde der anstehende Lößlehm in drei bis fünf Übergängen mit einer Bodenfräse mit Weißfeinkalk durchmischt. Anschließend wurde das Planum mit einer Schafffußwalze und einer Glattmantelwalze in fünf bis acht Übergängen verdichtet.

An der Rastplatzzufahrt der A 93 bei Marktredwitz wurde das Planum in drei Testfeldern mit unterschiedlichen Kalkgehalten (2, 4 und 6 M.-%) behandelt. Der anstehende Tonschiefer hatte einen natürlichen Wassergehalt von im Mittel $w_n = 8$ M.-%. Da der optimale Proctorwassergehalt bei der gewählten Kalkzugabe zwischen 12,7 M.-% und 14,6 M.-% lag, wurde der Boden gewässert und gefräst, bis der Wassergehalt über dem optimalen lag. Der Wassergehalt der Boden-Kalk-Gemische betrug im Mittel $w = 15$ M.-%. Nach dem Einfräsen des Bindemittels wurden die Probefelder durch zweimaliges Überfahren mit einer Stampffußwalze verdichtet und anschließend die entstandenen Unebenheiten mit einem Grader abgeschoben und verteilt. Danach erfolgte die Verdichtung mit einer Glattmantelwalze durch zwei Übergänge mit großer und zwei Übergänge mit kleiner Amplitude. Die Bodenbehandlung wurde im Juni 1999 durchgeführt.

Die Entwässerung der untersuchten Straßen und Wege erfolgt über das Quergefälle zum Bankettbereich. Die Grundwasserstände waren wie folgt:

- A 4 (bei Bautzen): 1,5 m unter GOK
- A 14 (Dresden-Leipzig): 1,5 m unter GOK
- A 93 (bei Marktredwitz): 2,7 m unter GOK
- B 79 (bei Dardesheim): 1,8 m unter GOK
- K 8032 (bei Schmiedewalde): 1,2 m unter GOK
- L 219 (bei Allstedt): 1,7 m unter GOK; Grundwasserhöchststände werden in Höhe der Geländeoberkante erwartet
- Wirtschaftsweg bei Seelow: 1,2 m unter GOK
- B 19 (bei Henneberg): Hangwasser
- B 470 (bei Ottenhofen): Staunässe
- K 3281 (Heubach und Lautern): Schichtenwasser bei 3,5 m unter GOK.

4.3 Beschreibung der ursprünglichen Böden der Planumsbereiche

Die ursprünglichen Böden der Planumsbereiche der untersuchten Strecken werden nachfolgend anhand folgender Merkmale beschrieben:

- geologische Benennung
- bodenmechanische und -physikalische Eigenschaften
- chemische Zusammensetzung
- Mineralogie der Feinkornanteile.

Die Tabelle 4.3 enthält die geologische Benennung der Böden, die den Baugrundgutachten sowie, wo solche nicht vorhanden waren, geologischen Karten entnommen wurden.

Verkehrsfläche / Bezeichnung des Bodens		Benennung des Bodens	Farbe des Bodens (im erdfeuchten Zustand)
A 4	Bautzen	Lößlehm	hellbraun, gelblich
A 14	Dresden	Lößlehm	hellbraun, gelblich
A 93	Markredwitz	Tonschiefer, verwitterter Phyllit, Gneiszersatz	hellbraun, gelblich, glitzernd
B 9	Rülzheim	Lößlehm	hellbraun, gelblich
B 13	Ottenhofen	Gipskeuper	hellgrau
B 19	Henneberg	Muschelkalk, Oberer Buntsandstein (Röt)	dunkelgrau
B 28	Reutlingen	Hang- / Verwitterungston, verwitterter Opalinuston	mittelbraun, gelblich
B 29	Schwäbisch Gmünd	Knollenmergel, Keupermergel	rotbraun, grau-grüne Knollen
B 45	Mauer	Oberer Buntsandstein	dunkelbraun
B 62	Biedenkopf	Hanglehm	mittel- bis hellbraun
B 79	Dardesheim	Organischer Auelehm	dunkelbraun bis schwarz
B 91	Weißenfels	Unterer Buntsandstein	dunkelbraun bis schwarz
B 93	Zwickau	Lößlehm	hellbraun, gelblich
B 107	Großbothen / Döbeln	Gehängelehm / -sand, Flusssand	hell- bis mittelbraun
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	Knollenmergel	mittelbraun, gelblich, rötlich
B 290	Schwabsberg, Straße	Knollenmergel	rotbraun, grau, grün
B 470	Ottenhofen	Gipskeuper	hellgrau
L 219	Allstedt	Auelehm	dunkelbraun bis schwarz
L 712n	Leopoldshöhe	Geschiebelehm / -sand	mittelbraun
L 1050	Friedrichsruhe	Löß, Keuper	hellbraun, gelblich
L 3073	Römershausen	Unterer Buntsandstein	dunkelbraun, weinrot
K 96	Haubern	Unterer Buntsandstein	mittelbraun, rötlich
K 3032	Oggenhausen	Verwitterungslehm	hellgrau, grün
K 3281	Heubach	Opalinuston, Geschiebemergel	hell- bis mittelbraun, grau
K 8032	Schmiedewalde	Lößlehm	hellbraun, gelb
Radweg	Ravensburg	Geschiebemergel	hellgrau
Wi.weg	Seelow	Mutterboden / Oberboden	dunkelbraun bis schwarz
Wi.weg	Rülzheim	Lößlehm	hellbraun, gelblich

Tabelle 4.3:
Geologische Beschreibung der Böden

Die bodenmechanischen und -physikalischen Eigenschaften sind in den Tabellen 4.4 und 4.5 für die einzelnen Böden angegeben. Folgende Bestimmungen wurden durchgeführt:

- Korngrößenverteilung (DIN 18 123)
- Konsistenzgrenzen (DIN 18 122-1)
- Bodengruppe (DIN 18 196)
- Aktivitätszahl I_A nach SKEMPTON
- Proctorversuch (DIN 18 127)
- Glühverlust (DIN 18 128)
- Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN (DIN 18 132)
- Karbonatgehalt mit der Karbonatbombe nach MÜLLER und GASTNER
- pH-Wert (DIN ISO 10390).

Verkehrsfläche / Bezeichnung des Bodens		Anteil [%] < 0,002 mm	Anteil [%] < 0,02 mm	Anteil [%] < 0,063 mm	w _L [%]	w _P [%]	I _P [%]	Boden- gruppe	Aktivitäts- zahl I _A *)
A 4	Bautzen	7	30	75	23	13	10	TL/UL	1,43
A 14	Dresden	9	25	65	26	15	11	TL/UL	1,22
A 93	Marktrechwitz	3	14	29	34	27	7	SU*	2,33
B 9	Rülzheim	≤ 1	50	94	40	20	20	TM	n.m.
B 13	Ottenhofen	28	55	84	32	19	13	TL	0,46
B 19	Henneberg	25	63	88	35	20	15	TL	0,6
B 28	Reutlingen	≤ 1	72	91	42	23	19	TM/TA	n.m.
B 29	Schwäbisch Gmünd	21	37	52	42	17	25	TM	1,19
B 45	Mauer	5	25	70	31	20	11	TL	2,20
B 62	Biedenkopf	11	46	72	34	20	14	TL	1,27
B 79	Dardesheim	< 5	31	63	34	19	15	OU	n.m.
B 91	Weißenfels	8	27	50	26	19	7	TL	0,88
B 93	Zwickau	19	63	83	42	18	22	TM	1,16
B 107	Großbothen / Döbeln	≤ 1	3	5	21	13	8	ST	n.m.
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	22	40	53	32	16	16	TL	0,73
B 290	Schwabsberg, Straße	45	79	94	61	27	34	TA	0,76
B 470	Ottenhofen	28	55	84	32	19	13	TL	0,46
L 219	Allstedt	10	43	75	35	18	17	TL	1,70
L 712n	Leopoldshöhe	3	6	22	n.m.	n.m.	n.m.	SU*/SE	n.m.
L 1050	Friedrichsruhe	≤ 1	24	82	35	22	13	TL/UL	n.m.
L 3073	Römershausen	12	35	56	24	17	8	TL	0,67
K 96	Haubern	20	48	77	32	16	16	TL	0,80
K 3032	Oggenhausen	56	92	95	89	36	53	TA	0,95
K 3281	Heubach	30	53	59	55	25	30	TA	1,00
K 8032	Schmiedewalde	16	45	75	29	17	12	TL	0,75
Radweg	Ravensburg	9	25	66	32	16	16	TL	1,78
Wi.weg	Seelow	≤ 1	15	40	37	21	16	OH	n.m.
Wi.weg	Rülzheim	≤ 1	50	94	40	21	19	TM	n.m.

n.m. = Bestimmung nicht möglich

w_L = Wassergehalt an der Fließgrenze, w_P = Wassergehalt an der Ausrollgrenze, I_P = Plastizitätszahl (I_P = w_L – w_P)

*) Aktivitätszahl nach SKEMPTON: I_A = I_P / Anteil < 0,002 mm (I_A < 0,75: inaktiv, I_A > 0,75 = aktiv)

Tabelle 4.4:
Bodenmechanische Parameter der Böden

Verkehrsfläche / Bezeichnung des Bodens		Proctorversuch		Glühverlust	Enslin-Versuch	Karbonat	pH-Wert
		w _{Pr} [%]	ρ _{Pr} [g/cm³]	V _{gl} [%]	w _A [%]	CaCO ₃ [%]	
A 4	Bautzen	12	1,916	2,0	56	n.n.	8,2
A 14	Dresden	15	1,810	3,2	58	3,4	8,3
A 93	Marktrechwitz	18	1,774	3,4	74	n.n.	5,9
B 9	Rülzheim	19	1,755	4,9	63	n.n.	7,0
B 13	Ottenhofen	17	1,840	3,8	64	31,8	8,3
B 19	Henneberg	16	1,870	5,4	67	n.n.	6,6
B 28	Reutlingen	20	1,738	7,6	67	n.n.	-
B 29	Schwäbisch Gmünd	13	1,897	3,4	69	2,2	8,3
B 45	Mauer	16	1,801	3,8	64	5,0	-
B 62	Biedenkopf	16	1,836	3,2	65	n.n.	-
B 79	Dardesheim	18	1,709	5,0	58	4,5	-
B 91	Weißenfels	11	1,957	3,3	70	2,4	-
B 93	Zwickau	17	1,827	4,1	63	n.n.	-
B 107	Großbothen / Döbeln	9	2,109	1,7	48	n.n.	-
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	15	1,883	5,0	60	n.n.	6,9
B 290	Schwabsberg, Straße	28	1,524	5,0	92	0,96	7,4
B470	Ottenhofen	17	1,840	3,8	64	31,8	8,3
L 219	Allstedt	17	1,784	4,3	69	5,4	-
L 712n	Leopoldshöhe	11	1,992	1,6	28	n.n.	8,9
L 1050	Friedrichsruhe	19	1,685	4,4	60	2,7	7,1
L 3073	Römershausen	15	1,861	2,8	58	n.n.	-
K 96	Haubern	15	1,862	4,0	48	n.n.	6,8
K 3032	Oggenhausen	35	1,393	5,6	93	1,5	8,2
K 3281	Heubach	20	1,724	7,5	74	8,4	-
K 8032	Schmiedewalde	15	1,86	2,7	61	n.n.	-
R.-weg	Ravensburg	14	1,942	4,5	64	20,6	8,4
Wi.weg	Seelow	18	1,74	5,8	55	0,6	-
Wi.weg	Rülzheim	19	1,755	4,9	63	n.n.	7,0

n.n. = nicht nachweisbar

Tabelle 4.5:
Weitere Merkmale der Böden

Eine Übersicht der Böden ist im Plastizitätsdiagramm in Abbildung 4.2 gegeben. Es handelt sich vorwiegend um Tonböden der Bodengruppen TL und TM sowie vereinzelt um Böden der Gruppe TA. An zwei Strecken wurden organische Böden behandelt. Vertreter von gemischtkörnigen Böden waren an drei Strecken vorhanden.

Die chemischen Bestandteile der Böden wurden mittels Röntgenfluoreszenzanalysen (RFA) vom Zentralen Analytischen Labor (ZAL) der Universität Cottbus ermittelt. Die Böden wurden vermahlen und der Anteil der Partikelgröße < 63 µm für die Analyse verwendet. Das Probenmaterial wurde als 20 t-Pressling unter Zusatz von Cellulosebinder (10 M.-%) präpariert und gemessen. Die Gehalte an Silicium (Si), Aluminium (Al), Eisen (Fe), Calcium (Ca), Kalium (K) und Magnesium (Mg) sind in Tabelle 4.6 dargestellt.

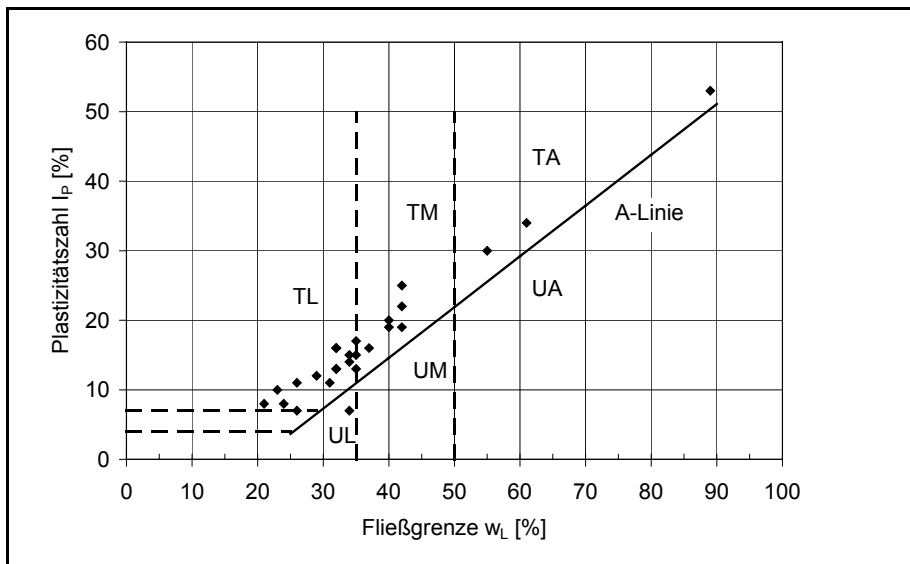


Abbildung 4.2:
Darstellung der Böden im Plastizitätsdiagramm

Verkehrsfläche / Bezeichnung des Bodens		Si [M.-%]	Al [M.-%]	Fe [M.-%]	Ca [M.-%]	K [M.-%]	Mg [M.-%]
A 4	Bautzen	30,88	4,18	1,63	0,35	1,68	< NG
A 14	Dresden	30,11	5,21	1,95	0,41	1,72	< NG
A 93	Marktrechwitz	27,37	22,08	5,55	2,48	2,40	< NG
B 9	Rülzheim	27,8	6,53	2,84	0,75	1,80	< NG
B 13	Ottenhofen	15,81	5,12	2,69	8,15	3,21	1,42
B 19	Henneberg	23,03	9,13	3,90	0,37	4,28	< NG
B 28	Reutlingen	25,81	11,02	5,05	0,54	1,96	< NG
B 29	Schwäbisch Gmünd	25,46	6,92	1,79	1,63	2,21	< NG
B 45	Mauer	25,33	< NG	1,84	2,78	1,50	< NG
B 62	Biedenkopf	33,80	13,61	4,12	0,42	2,41	< NG
B 79	Dardesheim	27,69	3,99	1,83	2,60	1,87	< NG
B 93	Zwickau	29,75	6,64	2,63	0,35	1,80	< NG
B 107	Großbothen / Döbeln	29,92	3,11	1,29	0,20	1,48	< NG
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	25,77	7,40	5,45	0,40	1,32	< NG
B 290	Schwabsberg, Straße	25,17	9,18	4,62	0,90	1,99	< NG
B 470	Ottenhofen	15,81	5,12	2,69	8,15	3,21	1,42
L 219	Allstedt	25,70	4,37	1,99	2,75	1,88	< NG
L 712n	Leopoldshöhe	28,34	< NG	0,97	0,42	1,14	< NG
L 1050	Friedrichsruhe	28,54	4,59	2,39	1,70	1,55	< NG
K 96	Haubern	28,99	6,02	2,49	0,49	1,89	< NG
K 3032	Oggenhausen	24,70	8,45	4,22	2,27	2,34	< NG
K 3281	Heubach	24,03	8,91	4,6	1,10	2,16	< NG
K 8032	Schmiedewalde	29,52	< BG	2,63	0,51	1,72	< NG
Radweg	Ravensburg	22,03	< BG	2,42	6,84	1,60	< NG
Wi.weg	Seelow	26,71	5,18	2,58	1,01	1,13	< NG
Wi.weg	Rülzheim	27,80	6,53	2,84	0,75	1,80	< NG

NG = Nachweisgrenze (mittl. Error x 3), BG = Bestimmungsgrenze (mittl. Error x 10)

Tabelle 4.6:
Chemische Hauptbestandteile der Böden

Da neben den Tonmineralen auch die im Boden vorhandenen amorphen Aluminium- und Silicium-Ionen zur hydraulischen Erhärtung beitragen, wurde nach einem Verfahren gesucht, diese mengenmäßig zu bestimmen. Gemäß DIN 19 684-6 können mit Ammoniumoxalat / Oxalsäure die amorphen, freien Oxidhydroxide von Aluminium, Silicium und Eisen extrahiert werden. Mit je 50 ml der Extraktionslösung wurden aus 2 g Bodenprobe die schlechtkristallinen bis amorphen Phasen gelöst und nach Abfiltration an dem Emissions-Spektrometer mit induktiv gekoppeltem Plasma (ICP-OES) „Fisions Maxim I 109“ analysiert. Die Bestimmungen wurden im ZAL der Universität Cottbus durchgeführt. Die Anteile der amorphen Oxidhydroxide von Silicium, Aluminium und Eisen sind in Tabelle 4.7 für die Versuchsböden dargestellt.

Verkehrsfläche / Bezeichnung des Bodens		Extraktion nach DIN 19 684-6 der amorphen, freien Oxidhydroxide von		
		Si [g/kg]	Al [g/kg]	Fe [g/kg]
A 4	Bautzen	0,11	0,49	0,91
A 93	Marktredwitz	0,20	0,74	3,50
B 9	Rülzheim	0,37	1,11	2,06
B 13	Ottendorf	0,23	0,26	0,90
B 19	Henneberg	0,31	0,94	1,35
B 28	Reutlingen	0,34	0,72	1,71
B 29	Schwäbisch Gmünd	0,33	0,79	0,49
B 45	Mauer	0,23	0,72	1,63
B 62	Biedenkopf	0,22	0,57	1,63
B 79	Dardesheim	0,39	0,81	1,29
B 93	Zwickau	0,14	0,70	0,82
B 107	Großbothen / Döbeln	0,05	0,52	0,84
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	0,17	1,05	2,46
B 290	Schwabsberg, Straße	0,33	0,77	1,36
B 470	Ottendorf	0,23	0,26	0,90
L 219	Allstedt	0,43	0,96	0,92
L 712n	Leopoldshöhe	0,10	0,46	1,39
L 1050	Friedrichsruhe	0,34	0,84	2,78
L 3073	Römershausen	0,08	0,71	2,44
K 96	Haubern	0,37	1,21	2,84
K 3032	Oggenhausen	0,85	0,81	0,74
K 3281	Heubach	0,37	0,89	1,80
K 8032	Schmiedewalde	0,31	0,83	2,26
Radweg	Ravensburg	0,19	0,43	0,57
Wi.weg	Seelow	0,65	0,70	7,75
Wi.weg	Rülzheim	0,37	1,11	2,06

Tabelle 4.7:

Amorphe Oxidhydroxide von Silicium, Aluminium und Eisen (extrahiert mit Ammoniumoxalat / Oxalsäure)

Gemäß DIN EN 197-1 wird von Puzzolanen für Zement ein Mindestgehalt an reaktionsfähiger Kieselsäure von 25 % gefordert. Der Anteil an reaktionsfähigem Siliciumdioxid ist als der Anteil definiert, der nach dem Aufschluss in Salzsäure beim Sieden in Kaliumhydroxid in

Lösung geht. Nur der lösliche Anteil des Siliciums wird demzufolge als reaktiv bezeichnet. Zur Ermittlung des Gehaltes an reaktionsfähigem Siliciumdioxid (SiO_2) sind folgende Einzelbestimmungen erforderlich:

- Siliciumdioxidgesamtgehalt gemäß DIN EN 196-2 Punkt 13.9
- in Salzsäure (HCl) und Kaliumhydroxid (KOH) unlöslicher Rückstand gemäß DIN EN 196-2 Punkt 10
- Siliciumdioxidgesamtgehalt im in Salzsäure und Kaliumhydroxid unlöslichen Rückstand gemäß DIN EN 196-2 Punkt 13.9.

Der Gehalt an reaktionsfähigem Siliciumdioxid wird bestimmt durch die Subtraktion des SiO_2 , welches der in HCl und KOH unlösliche Rückstand enthält, vom Gesamtanteil an SiO_2 .

An zwei der Böden wurde der Gehalt an reaktivem Silicium bestimmt und die Ergebnisse der Versuche der DIN EN 196-2 mit denen der Oxalatextraktion nach DIN 19 684-6 verglichen (Tabelle 4.8). Wie sich anhand der beiden Böden zeigte, sind bei beiden Versuchsvarianten beim Boden aus Oggenhausen höhere Anteile an reaktivem Silicium gemessen worden als beim Boden aus Ravensburg.

Bezeichnung des Bodens	reaktives SiO_2 [%] (DIN EN 196-2)
Oggenhausen	38,45
Ravensburg	15,58

Tabelle 4.8:

Bestimmung der reaktiven Kieselsäure von den Böden aus Oggenhausen und Ravensburg

Die Mineralogie der Feinkornanteile wurde durch Röntgendiffraktometrie vom Lehrstuhl für Bauchemie der Universität Cottbus bestimmt. Es wurde der Feinkornanteil (Anteil $< 0,04$ mm) abgetrennt und für die Analyse verwendet. Die Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen enthält die Tabelle 4.9.

Verkehrsfläche / Bezeichnung des Bodens	Minerale des Anteils $< 0,04$ mm
A 4 Bautzen	Montmorillonit, Illit, Chlorit
A 14 Dresden	Montmorillonit, Illit, Chlorit
A 93 Marktrechwitz	Biotit
B 9 Rülzheim	Glimmer, Illit, Chlorit, Kaolinit
B 28 Reutlingen	Illit, Kaolinit, Nontronit, Chlorit, Corrensit
B 79 Dardesheim	Biotit, Kaolinit, Illit
B 93 Zwickau	Biotit, Montmorillonit, Illit, Kaolinit
B 290 Schwabsberg, Straße	Biotit, Montmorillonit
L 1050 Friedrichsruhe	Illit, Chlorit, evtl. Kaolinit
K 3032 Oggenhausen	Montmorillonit
Radweg Ravensburg	Illit, Montmorillonit
Wi.weg Rülzheim	Illit, Chlorit, Kaolinit

Tabelle 4.9:

Mineralogische Zusammensetzung der Feinkornanteile der Böden

4.4 Beanspruchung der Verkehrsflächen durch Frost

Die Frosteindringtiefe in eine Straße ist neben der herrschenden Temperatur von der Frostdauer und der Wärmeleitfähigkeit der Baustoffe und Böden abhängig. Das Heft 105 „Entstehung und Verhütung von Frostschäden an Straßen“ der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen (FGSV 1994) und das Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen (FGSV 1991) geben beispielhaft für einen gegebenen Straßenaufbau die Frosteindringtiefe z_F in Abhängigkeit von der Frostdauer t und der Temperatur T_0 an der Fahrbahnoberfläche an (Abbildung 4.3). Bei dem Straßenaufbau handelt es sich um einen 30 cm mächtigen bituminösen Oberbau auf einer Frostschutzkiesschicht von 50 cm Dicke und einem Schluff-Untergrund. Die Dicke des frostsicheren Oberbaus beträgt somit 80 cm. Bei diesem Straßenaufbau sind beispielsweise 30 Tage Frost mit einer Temperatur von -6 °C oder 10 Tage mit einer Temperatur von -15 °C erforderlich, damit Frost in das Planum eindringt. Bei einer Temperatur von -3 °C an der Fahrbahnoberfläche erreicht auch nach 60 Tagen Dauer die Frostgrenze das Planum in 80 cm Tiefe nicht. Diese Ergebnisse geben einen Eindruck davon, welche Kältesummen herrschen müssen, damit Frost das Planum beansprucht.

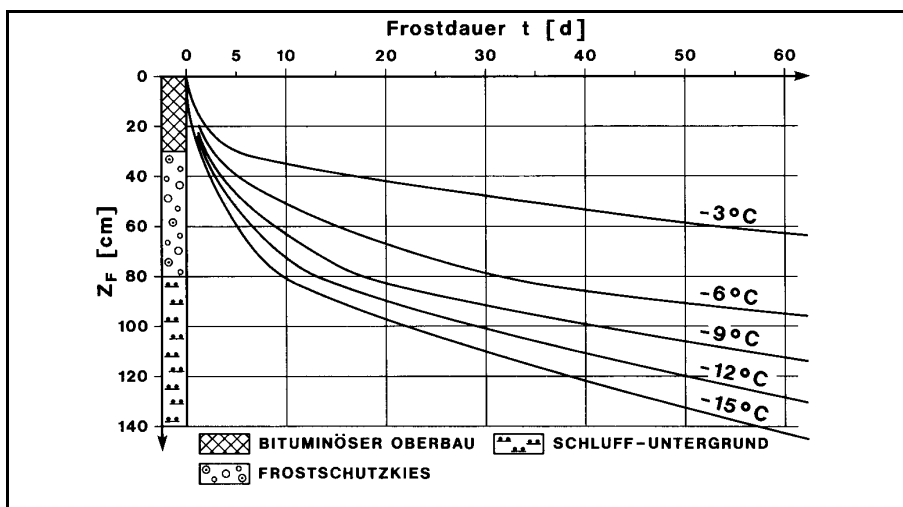


Abbildung 4.3:

Frosteindringtiefe z_F in Abhängigkeit von der Frostdauer t und der Temperatur T_0 an der Fahrbahnoberfläche (FGSV 1994)

Die im Rahmen dieser Forschungsarbeit untersuchten Straßen unterschieden sich sowohl in der Dicke als auch im Material des Oberbaus. Der Wirtschaftsweg nahe der B 9 bei Rülzheim erhielt mit einer Oberbaudicke von 35 cm nur eine vergleichsweise geringe Frostsicherung. Kaum eine Frostsicherung besaß der Wirtschaftsweg bei Seelow, bei dem das kalkbehandelte Planum lediglich von einer etwa 5 cm dicken Asphaltsschicht überdeckt wurde. Bei den übrigen der untersuchten Strecken betrug die Dicke des frostsicheren Oberbaus mindestens 60 cm.

Die Parkplatzzufahrt an der A 93 bot die seltene Möglichkeit, objektiv die Frostbelastung eines Abschnittes zu ermitteln. Hier besaß der frostsichere Oberbau eine Dicke von 70 cm (4 cm Splittmastixasphalt, 8 cm Asphaltbinder, 10 cm Asphalttragschicht, 48 cm Frostschutzschicht). Beim Bau der Straße wurden im Feld K2 im Auftrag der Autobahndirektion Nordbayern Temperatursensoren in verschiedenen Tiefen eingebaut, und zwar im oberen Bereich der Frostschutzschicht (TK1), in der Mitte der Frostschutzschicht (TK2), oberhalb der Bodenverbesserung (TK3) und unterhalb der Bodenverbesserung (TK4). Der Querschnitt des Probefeldes K2 ist in Abbildung 4.4 dargestellt. Seit 1999 werden die Temperaturen von der Landesgewerbeanstalt (LGA) Nürnberg registriert und ausgewertet. Abbildung 4.5 zeigt den Temperaturverlauf über die Zeit für die einzelnen Temperaturegeber und die Luft.

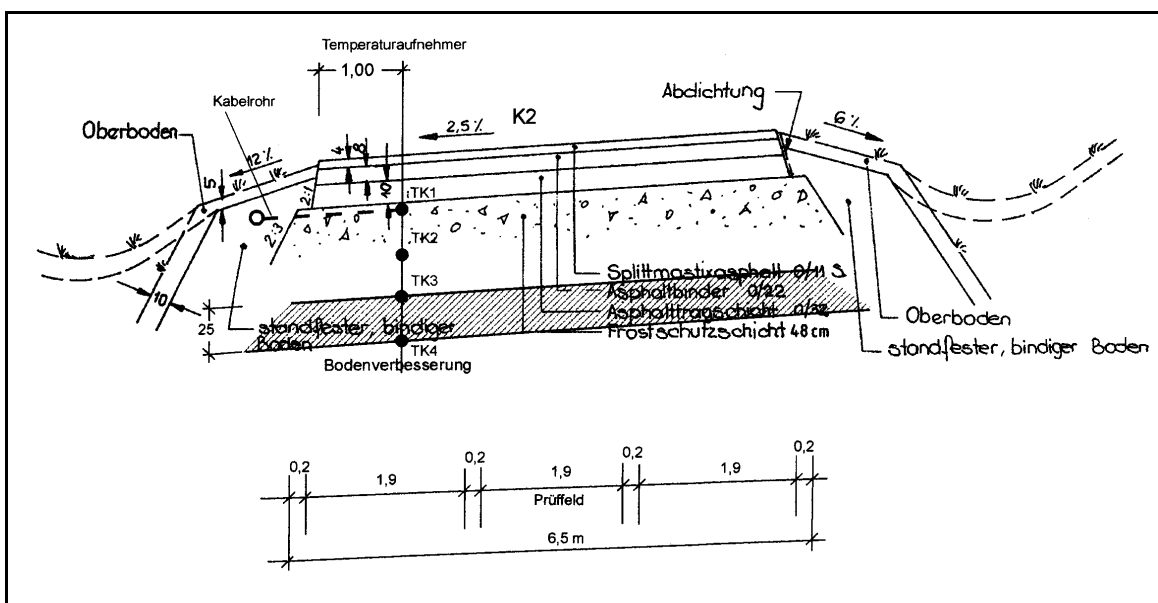


Abbildung 4.4:
Querschnitt des Probefeldes K2 (aus Unterlagen der LGA Nürnberg)

Die Temperaturmessungen im Feld K2 ergaben, dass die kalkbehandelte Schicht im Beobachtungszeitraum von November 1999 bis April 2002 mit nur geringer Intensität durch Frost beansprucht wurde.

- Im Winter 1999/2000, in dem für wenige Tage eine Temperatur von etwa -10°C herrschte, erreichte die 0°C -Isotherme nur die Oberkante der kalkbehandelten Schicht.
- Im Winter 2000/2001 wurde die kalkbehandelte Schicht nicht durch Frost beansprucht, da nur kurzzeitig eine minimale Lufttemperatur von -8°C herrschte.
- Im Winter 2001/2002 wurde der obere Bereich der Bodenverbesserung für etwa 20 Tage ununterbrochen von Frost beansprucht. Die maximale Gefriertemperatur an der Oberkante des kalkbehandelten Planums (TK3) betrug rund -2°C . Der Frost drang nicht bis zur Unterkante der Bodenverbesserung durch. Die Lufttemperaturen betrugen zu dieser Zeit zwischen -17 und -5°C .

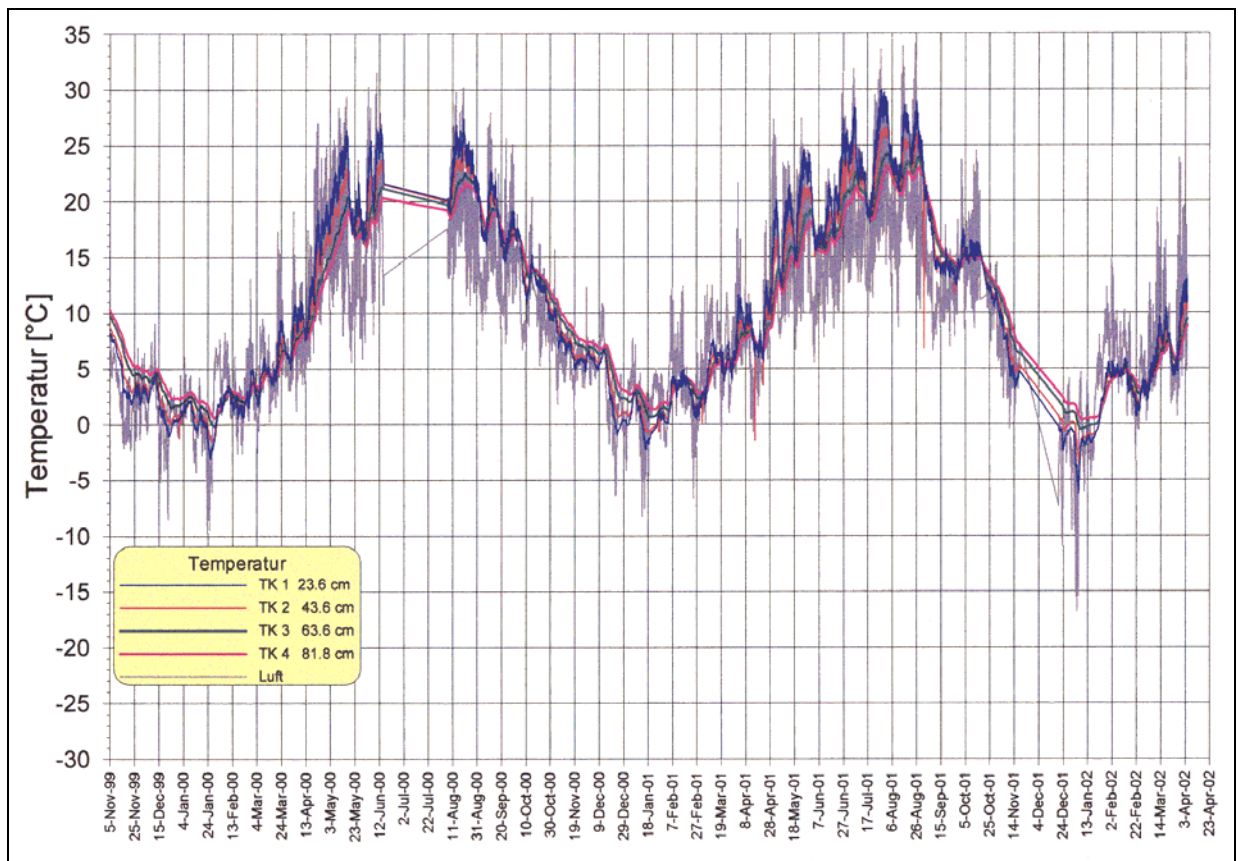


Abbildung 4.5:

Temperaturverlauf über die Zeit für die einzelnen Temperaturreger und die Luft (aus Unterlagen der LGA Nürnberg)

Da der Einbau von Temperaturregern im Straßenaufbau die seltene Ausnahme war, kann die Frostbeanspruchung der übrigen Abschnitte nur anhand von allgemeinen meteorologischen Messdaten bewertet werden. Einem Klimakatalog für Deutschland wurden Mittelwerte der Klimadaten für einen Messzeitraum von 30 Jahren (1961 bis 1990) für solche Untersuchungsstrecken entnommen, die vor dem Jahr 1990 gebaut wurden. In der Tabelle 4.10 werden die mittlere jährliche Anzahl der Frosttage (FT) und Eistage (ET) sowie das absolute Temperaturminimum (nTN) im Zeitraum 1961 bis 1990 der den Untersuchungsstrecken nächstgelegenen Wetterstationen angegeben. Hieraus ist zu ersehen, dass an den Strecken das mittlere absolute Temperaturminimum unter -20 °C lag, und die mittlere Anzahl der Frosttage zwischen 63 und 110 Tagen sowie die mittlere Anzahl der Eistage 17 bis 33 Tage betrug.

Beim Deutschen Wetterdienst (DWD) in Offenbach wurden Klimadaten erfragt, die die Frosttemperaturen der Luft und des Erdbodens in verschiedenen Tiefen betreffen. Für diese Forschungsarbeit zur Verfügung gestellt wurden Klimadaten der Wintermonate (November bis März) für die Jahre 1994 bis 2001 einiger Wetterstationen. Aus den Klimatabellen wurden die jährliche Anzahl der Frosttage (FT) und Eistage (ET) sowie das absolute Temperaturminimum (nTN) entnommen und in den Tabelle 4.11 bis 4.14 dargestellt.

Straßen-Nr.	Strecke	Baujahr	Wetterstation	Frost- zone	ET [d]	FT [d]	nTN [°C]
B 29	Schwäbisch Gmünd	1983	Schwäbisch Gmünd	III	17	90	-24,0
B 290	Schwabsberg	1980	Ellwangen / Jagst	III	28	110	-27,0
B 470 / B 13	Ottenhofen	1983	Neustadt a. d. Aisch	II	27	98	-28,5
L 712 n	Leopoldshöhe	1988	Bad Salzuflen	I	17	63	-20,6
L 968/3	Heipke	1988	Bad Salzuflen	I	17	63	-20,6
L 1050	Friedrichsruhe	1982	Öhringen	II	20	78	-24,4
L 3073	Römershausen	1986	Waldeck / Edersee	II	33	91	-21,0
K 96	Haubern	1989	Waldeck / Edersee	II	33	91	-21,0
K 3281	Heubach - Lautern	1972	Ellwangen / Jagst	III	28	110	-27,0
Wi.weg	Seelow	1973	Angermünde	III	28	91	-27,1

FT = mittlere jährliche Anzahl der Frosttage
(Frosttage sind definiert als Tage, an denen das Lufttemperaturminimum unter 0 °C bleibt.)

ET = mittlere jährliche Anzahl der Eistage
(Eistage sind definiert als Tage, an denen das Lufttemperaturmaximum unter 0 °C bleibt.)

nTN = absolutes Temperaturminimum im Zeitraum 1961 bis 1990

Anmerkung: Die Temperaturwerte wurden in 2 m Höhe über Grund gemessen.

Tabelle 4.10:

Klimadaten des Zeitraumes 1961 bis 1990 von ausgewählten Wetterstationen (Deutscher Wetterdienst 1996)

Wetterstation: Kubschütz/Bautzen Frosteinwirkungszone: III	ET [d]	FT [d]	nTN [°C]	max. Dauer der ununter- brochenen Eindringung der 0 °C-Isotherme in 10 cm Tiefe [d]	max. Dauer der ununter- brochenen Eindringung der 0 °C-Isotherme in 20 cm Tiefe [d]
1994	9	66	-13,5	15	13
1995	29	99	-15,7	5	2
1996	49	113	-22,2	83	66
1997	16	92	-19,4	42	43
1998	15	52	-16,3	16	7
1999	14	74	-20,1	8	0
2000	9	46	-13,4	18	0
2001	14	90	-12,6	14	9

Tabelle 4.11:

Klimadaten der Wetterstation Kubschütz (Kreis Bautzen) (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach)

Wetterstation: Leipzig (Awst) Frosteinwirkungszone: II	ET [d]	FT [d]	nTN [°C]	max. Dauer der ununter- brochenen Eindringung der 0 °C-Isotherme in 10 cm Tiefe [d]	max. Dauer der ununter- brochenen Eindringung der 0 °C-Isotherme in 20 cm Tiefe [d]
1994	7	37	-11,6	-	-
1995	21	80	-11,9	-	-
1996	49	103	-18,8	-	-
1997	14	63	-18,6	7	0
1998	19	61	-14,5	2	0
1999	5	58	-11,8	0	0
2000	5	34	-10,7	2	0
2001	11	69	-11,2	7	0

Tabelle 4.12:

Klimadaten der Wetterstation Leipzig (Awst) (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach)

Wetterstation: Zwickau Frosteinwirkungszone: III	ET [d]	FT [d]	nTN [°C]
1995	19	91	-16,0
1996	44	111	-22,0
1997	16	78	-19,8
1998	31	64	-18,5
1999	14	73	-14,8
2000	7	47	-14,0
2001	21	83	-13,8

Tabelle 4.13:

Klimadaten der Wetterstation Zwickau (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach)

Wetterstation: Tegkwitz bei Altenburg, Frosteinwirkungszone: II	ET [d]	FT [d]	nTN [°C]
1994	1	28	-7,5
1995	25	91	-16,5
1996	47	112	-23,0
1997	15	75	-21,5
1998	18	64	-20,2
1999	10	58	-14,9
2000	4	46	-13,6
2001	9	77	-17,2

Tabelle 4.14:

Klimadaten der Wetterstation Tegkwitz bei Altenburg (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach)

Den Klimatabellen konnte entnommen werden, dass strengere Frostperioden im Winter 1995/1996 und 1996/1997 eintraten. Der Winter 1998/1999 war vergleichsweise mild, ebenso der Winter 1999/2000, wie auch die Temperaturmessungen an der Rastplatzzufahrt der A 93 zeigten. Die Messungen an der Wetterstation in Kubschütz bei Bautzen ergaben jedoch auch im Winter 1999 langanhaltend tiefe Temperaturen. Der Winter 2001/2002 war, wie anhand der Frosteindringtiefen an der A 93 bestätigt wurde, strenger als in den beiden vorangegangenen Jahren.

Einen Gesamtüberblick über die Strenge der Winter in Deutschland zeigt die Abbildung 4.6. Es sind die gemittelten Frosteindringtiefen der Monate Januar, Februar und Dezember für die Jahre 1961 bis 2001 dargestellt. Die Berechnungen erfolgten für unbewachsene mittelschwere Böden. Es ist zu erkennen, dass vor allem in den Wintern 1963/1964, 1973/1974, 1985 bis 1987, 1991/1992, 1996/1997 strengere Frostperioden herrschten. Wie Ermittlungen von LÖPMEIER (2002) zeigten, ist die Frosteindringtiefe in eine Straße größer als in einen unbewachsenen mittelschweren Boden.

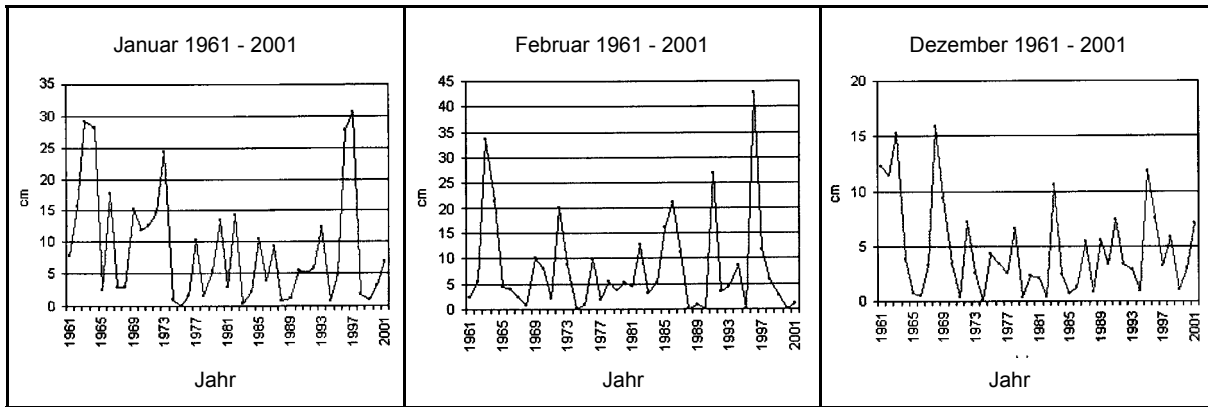


Abbildung 4.6:

Frosteindringtiefe [cm] in unbewachsene mittelschwere Böden in Deutschland im Januar, Februar und Dezember 1961 bis 2001 (LÖPMEIER 2002, aus Klimastatusbericht 2001 des DWD, Offenbach)

Die dargestellten Klimadaten belegen, dass bei Strecken, die vor dem Jahr 1999 gebaut wurden, die Planumbereiche durch Frost beansprucht wurden. Bei Strecken, die ab dem Jahr 1999 gebaut wurden, ist eine Frostbeanspruchung des Planums bis zum Jahr 2002 unwahrscheinlich.

4.5 Zustand der Verkehrsflächen

Nachfolgend wird der Zustand von Straßen mit kalkbehandeltem Planum sowie zum Vergleich von Straßen mit unbehandeltem Planum nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer erfasst und dokumentiert. Bei der Zustandsaufnahme wurde auf Schäden geachtet, die auf Eigenschaften des Unterbaus bzw. Untergrundes zurückzuführen sind. Im Allgemeinen sind Schäden, die auf einer zu geringen Frostbeständigkeit des Unterbaus bzw. Untergrundes basieren, an Rissen (Einzel- und Netzrisse) und Spalten sowie großflächigen Verformungen an der Deckschicht zu erkennen (KLENGEL 1968, FGSV 1994). Risse und Spalten können entstehen, wenn Frosthebungen des frostempfindlichen Bodens örtlich auftreten und sie die darüber liegenden Deckschichten in einem schädlichen Maß dehnen. Des Weiteren können engmaschige Risse (Elefantenhaut) und Schollen auftreten, wenn in der Tauphase durch das Schmelzen der Eislinien die Tragfähigkeit des frostempfindlichen Bodens zu gering wird.

Das Ergebnis der visuellen Bewertung der Untersuchungsstrecken war, dass nur an wenigen Straßen Schäden an den Deckschichten aufgetreten sind. Die aufgenommenen Schäden werden nachfolgend dargestellt und ihre Ursachen diskutiert.

- Deckenerneuerungen und Ausbesserungen fanden an der B 290 zwischen Schwabsberg und Immenhofen statt (Abbildung 4.7). Der im Planumbereich anstehende Knollenmergel (Bodengruppe TA) wurde mit etwa 1,5 M.-% Kalk behandelt. In Erwägung gezogen werden könnte, dass der ausgeprägt plastische Ton mit der geringen Kalkzugabemenge „aufgeschlossen“, also wasser- und frostempfindlicher wurde. Nach Aussage des Straßenbauamtes Ellwangen wurden seinerzeit die Ursachen der Schäden erkundet, die gemäß einer gutachterlichen Stellungnahme auf das zu harte Bindemittel in der bituminösen Tragschicht, nicht auf Mängel im Unterbau, zurückzuführen waren.
- Ein Riss in der Längsachse der Straße etwa in Fahrbahnmitte und Spurrillen waren an der K 3281 zwischen Heubach und Lautern aufgetreten (Abbildung 4.8). Materialverschleiß nach einer dreißigjährigen Gebrauchsdauer kann zu den Schäden geführt haben. Möglicherweise ist auch der im Planumbereich anstehende ausgeprägt plastische Ton (Opalinuston) durch die Behandlung mit der geringen Kalkzugabemenge von weniger als 1 M.-% wasser- und frostempfindlicher geworden, wie dies gemäß den Laborversuchen von BRANDL (1966, 1967) möglich sein kann.



Abbildung 4.7:
B 290 bei Schwabsberg (Baujahr 1980)

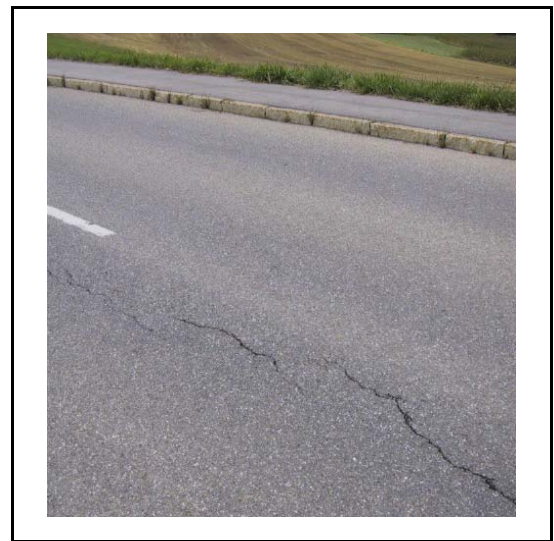


Abbildung 4.8:
K 3281 zwischen Heubach und Lautern
(Baujahr 1972)

- Die B 470 bei Ottenhofen (Baujahr 1983) zeigte leichte Spurrillenbildung (Abbildung 4.9). Das Planum wurde nicht mit Kalk behandelt und besaß einen E_{V2} -Modul von 31 MN/m² an der Tiefseite und 46 MN/m² an der Hochseite. Die Spurrillenbildung ist vermutlich nicht auf Verformungen des Untergrundes zurückzuführen.
- Das typische Schadensbild für Frost-Tau-Wechsel geschädigte Straßen gibt es am Wirtschaftsweg bei Seelow. Es sind netzartige Risse und Schlaglöcher in der Straße zu erkennen (Abbildung 4.10). Bei diesem im Jahr 1973 gebauten Weg befindet sich das kalkbehandelte Planum direkt unter einer etwa 5 cm mächtigen Asphaltdeckschicht. Es wurde

der Oberboden (Bodengruppe OH) in einer Tiefe von 20 bis 25 cm mit etwa 3,5 M.-% Kalk behandelt. Unterhalb der kalkbehandelten Schicht steht der übrige unbehandelte Mutterboden bis zu einer Tiefe von etwa 40 cm unter GOK an. Darunter befindet sich Auelehm (Bodengruppe TA) in weicher Konsistenz. Der Grundwasserstand liegt etwa 1,2 m unter GOK. In mehreren Wintern durchgeführte Frosthebungsmessungen in situ ergaben, dass der Wirtschaftsweg sich nach etwa 5 bis 7 Tagen Frostdauer um ca. 1 bis 1,5 cm gehoben hatte. Die Frosthebungen verstärkten die Schäden der Straße. Die hauptsächliche Ursache für die Schäden war jedoch die zu geringe Tragfähigkeit des Schichtpaketes aus Deckschicht, Bodenverbesserung und Untergrund. Bei Messungen in situ, die im Regen stattfanden, konnte festgestellt werden, dass bei fortschreitender Durchnässung die Tragfähigkeit des kalkbehandelten Mutterbodens abnahm. Da die Kalkzugabemenge von 3,5 M.-% prinzipiell für eine Verringerung der Witterungsempfindlichkeit nicht zu gering war, kann geschlussfolgert werden, dass ein Mutterboden im Rahmen der Verwendung wirtschaftlicher Kalkzugabemengen für eine Kalkbehandlung mit dem Ziel der Schaffung einer bemessungswirksamen Schicht nicht geeignet ist.



Abbildung 4.9:
B 470 bei Ottenhofen (Baujahr 1983)



Abbildung 4.10:
Wirtschaftsweg bei Seelow (Baujahr 1973)

An allen übrigen Strecken mit kalkbehandeltem und unbehandeltem Planum konnten keine Schäden festgestellt werden. In welcher Weise und in welchem Umfang die Tragfähigkeit und Frostepfindlichkeit des Bodens durch die Behandlung mit Kalk verändert wurden, kann anhand der visuellen Begutachtung nicht beurteilt werden. Es wurden deshalb Tragfähigkeitsmessungen auf dem Planum durchgeführt und Proben für Untersuchungen im Labor entnommen, so dass quantitative, objektive Parameter ermittelt werden konnten.

5 TRAGFÄHIGKEIT VON BODENVERBESSERUNGEN MIT KALK NACH MEHREREN JAHREN GEBRAUCHSDAUER

5.1 Durchführung der Tragfähigkeitsmessungen

Tragfähigkeitsmessungen auf dem Planum in der Fahrbahnmitte wurden an der Rastplatzzufahrt der A 93 bei Marktredwitz, der Ortsumgehung Biedenkopf (B 62) und dem Wirtschaftsweg bei Seelow durchgeführt. Hier wurde die Deckschicht mit einem Kernbohrgerät oder einer Fräse aufgeschnitten, das Deck- und Tragschichtmaterial entfernt und das Planum freigelegt. Die Abbildung 5.1 zeigt das Auffräsen der Deckschicht an der Zufahrt zum Rastplatz an der A 93.



Abbildung 5.1:

Auffräsen der Deckschicht von der Rastplatzzufahrt an der A 93 bei Marktredwitz

Um eine Zerstörung der Straße und Vollsperrungen für den Verkehr zu vermeiden, wurden an den meisten Untersuchungsstrecken Schürfe im Bankettbereich der Fahrbahn angelegt. Die Abbildung 5.2 zeigt beispielhaft die Tragfähigkeitsmessungen im Schurf an der K 3032 bei Oggenhausen.



Abbildung 5.2:

Tragfähigkeitsmessungen auf dem kalkbehandelten Planum im Bankettbereich (hier: K 3032 bei Oggenhausen)

5.2 Darstellung und Bewertung der Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen

Die Tragfähigkeit des Planums wurde anhand von Feld-CBR-Versuchen, dynamischen Plattendruckversuchen und teilweise statischen Plattendruckversuchen gemessen. An einer Strecke wurden meist mehrere Aufgrabungen und Tragfähigkeitsmessungen an unterschiedlichen Stellen vorgenommen. Zur Beschreibung der Lage der Messstelle dienten die Kilometrierung und die Lage in der Straße (Fahrbahnmitte, Bankett, Hoch- oder Tiefseite). Die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche auf behandelten und unbehandelten Planumbereichen sind in Tabelle 5.1 dargestellt. Die E_{V1} - und E_{V2} -Moduln sind jeweils die Ergebnisse aus Einzelmessungen. Die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche und Feld-CBR-Versuche sind in der Tabelle 5.2 aufgeführt. Bei den E_{Vd} -Moduln und CBR-Werten handelt es sich um arithmetische Mittelwerte aus mehreren Messungen.

Verkehrsfläche		Lage der Messstelle	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]
mit behandeltem Planum				
A 93	Marktredwitz, K1	km 0+113; M	79	119
A 93	Marktredwitz, K1	km 0+114; M	60	107
A 93	Marktredwitz, K2	km 0+133; M	124	275
A 93	Marktredwitz, K2	km 0+134; M	74	171
A 93	Marktredwitz, K3	km 0+153; M	138	274
A 93	Marktredwitz, K3	km 0+154; M	121	279
B 29	Schwäbisch Gmünd	km 2+400; B, TS	120	137
B 62	Biedenkopf	km 3+180; M	61	97
B 62	Biedenkopf	km 4+004; M	95	130
B 62	Biedenkopf	km 4+004; B, TS	36	135
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	Stelle 1; B, HS	125	205
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	Stelle 2; B, HS	44	129
B 290	Schwabsberg, Straße	km 3+600; B, TS	55	105
K 3032	Oggenhausen	km 1+600; B, HS	129	265
K 3281	Heubach	km 1+650; B, TS	15	29
K 8032	Schmiedewalde	Stelle 1; B, TS	66	152
K 8032	Schmiedewalde	Stelle 2; B, TS	56	133
mit unbehandeltem Planum				
B 470	Ottenhofen	km 11+140; B, TS	15	31
B 470	Ottenhofen	km 11+090; B, HS	23	46
K 3281	Heubach	km 1+500; B, TS	12	16

M = Fahrbahnmitte, B = Bankett, HS = Hochseite, TS = Tiefseite

Tabelle 5.1:
Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche auf behandeltem und unbehandeltem Planum

Verkehrsfläche		Lage der Messstelle	E_{vd} [MN/m ²]	Feld-CBR [%]
mit behandeltem Planum				
A 4	Bautzen	Stelle 1, km 48,35; B	85	35
A 4	Bautzen	Stelle 2, km 49,55; B	141	45
A 93	Marktrechwitz, K1	km 0+113; M	92	88
A 93	Marktrechwitz, K1	km 0+114; M	81	54
A 93	Marktrechwitz, K2	km 0+133; M	157	101
A 93	Marktrechwitz, K2	km 0+134; M	139	59
A 93	Marktrechwitz, K3	km 0+153; M	128	155
A 93	Marktrechwitz, K3	km 0+154; M	108	84
B 9	Rülzheim	km 0+650; B, HS	59	16
B 19	Henneberg	km 2+000; B, HS	31	12
B 19	Henneberg	km 2+000; B, TS	51	23
B 28	Reutlingen	km 0+600; B, TS	32	4
B 29	Schwäbisch Gmünd	km 2+400; B, TS	113	40
B 29	Schwäbisch Gmünd	km 2+402; B, TS	109	22
B 62	Biedenkopf	Stelle 1, km 3+180; M	78	49
B 62	Biedenkopf	Stelle 2, km 4+004; M	129	122
B 62	Biedenkopf	Stelle 3, km 4+004; B, TS	103	35
B 79	Dardesheim	km 1+475; B, TS	18	5
B 91	Weißenfels	B	78	-
B 91	Weißenfels	B	56	16
B 93	Zwickau	B, TS	75	41
B 93	Zwickau	B, TS	73	30
B 93	Zwickau	B, TS	45	22
B 107	Großbothen	km 48+790, B, HS	94	18
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	Stelle 1, B, HS	86	20
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	Stelle 2, B, HS	84	17
B 290	Schwabsberg, Straße	km 3+600, B, TS	51	17
B 290	Schwabsberg, Straße	km 3+602; B, TS	46	12
L 219	Allstedt	km 3+200; B, TS	139	45
L 1050	Friedrichsruhe	km 1+600; B, TS	42	12
L 1050	Friedrichsruhe	km 1+700; B, TS	30	8
K 96	Haubern	B, TS	58	4
K 3032	Oggenhausen	km 1+600, B, HS	152	95
K 3032	Oggenhausen	km 1+602; B, HS	129	88
K 3281	Heubach	km 1+650; B, TS	15	4
K 8032	Schmiedewalde	Stelle 1, B, TS	118	43
K 8032	Schmiedewalde	Stelle 2, B, TS	85	23
Wi.weg	Seelow	M	46	6
Wi.weg	Rülzheim	km 0+450; B	129	43
mit unbehandeltem Planum				
B 13	Ottenhofen	km 50+340; B, HS	31	5
B 13	Ottenhofen	km 50+341; B, HS	18	4
B 45	Mauer	km 3+320; B, HS	22	5
B 45	Mauer	km 3+318; B, TS	20	3
B 470	Ottenhofen	km 11+140; B, TS	57	4
B 470	Ottenhofen	km 11+090; B, HS	58	8
L 712n	Leopoldshöhe	B	94	20
L 968	Heipke	B	-	5
L 3073	Römershausen	B, TS	10	6
K 3281	Heubach	km 1+500; B, TS	17	3
Radweg	Ravensburg	Stelle 1, B	10	2
Radweg	Ravensburg	Stelle 2, B	7	2

M = Fahrbahnmitte, B = Bankett, HS = Hochseite, TS = Tiefseite

Tabelle 5.2:

Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche und Feld-CBR-Versuche auf behandeltem und unbehandeltem Planum

Die von LISTNER im Jahr 1999 durchgeführten Tragfähigkeitsmessungen auf kalkbehandelten Planumbereichen wurden für eine Ergänzung der Datenmenge hinzugezogen (Tabelle 5.3).

Verkehrsfläche		E_{vd} [MN/m ²]	E_{v1} [MN/m ²]	E_{v2} [MN/m ²]
B 8	Kelkheim	58 / 61	-	-
B 13	Ottenhofen	43 / 49	20	64
B 13	Ottenhofen	71 / 68	27	43
B 38	Bergzabern	79 / 120	76	160
B 64	Holzminden	320	150	430
B 64	Holzminden	280 / 180	120	400
B 239	Löwendorf	66 / 80	45	98
B 239	Löwendorf	48 / 19	15	44
B 469	Trennfurt	63 / 94	83	190
B 469	Trennfurt	33 / 27	26	60
B 469	Trennfurt	29 / 41	37	47
B 470	Ottenhofen	44 / 36	15	96
B 470	Ottenhofen	26 / 36	9	27
L 509	Queichheim	120 / 150	-	-
L 509	Queichheim	100 / 110	-	-
L 1036	Hohenbuch	154	100	200
L 1050	Friedrichsruhe	63 / 45	31	54
L 1050	Friedrichsruhe	49 / 56	15 / 17	27 / 32
L 1131	Horrheim	20 / 26 / 28	13	25
L 1131	Horrheim	12 / 18 / 23	10	19
L 2212	Unterliezheim	55 / 66	25	74
L 2212	Unterliezheim	13 / 13	9	15
L 2212	Höchstädt	62 / 120	41	61
L 3088	Kleinseelheim	-	240	400
L 3088	Kleinseelheim	-	300	860
L 3282	Holzhausen	63 / 67	49	121
L 3282	Holzhausen	42	50	92
L 3282	Holzhausen	85 / 69	35	77
K 2007	Eberstadt	25 / 32	13 / 12	24 / 24
K 2007	Eberstadt	124 / 59	82	170
Wi.weg	Albaxen	22 / 25	27	47
Wi.weg	Albaxen	132 / 99	74	160

Tabelle 5.3:

Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen von LISTNER (1999)

Zur Bewertung der Tragfähigkeit der Bodenverbesserungen mit Kalk wurden drei Tragfähigkeitsklassen definiert. Die Klassifizierung basiert auf Grenzwerten des E_{v2} -Moduls.

- Der E_{v2} -Modul von 45 MN/m² wird als Grenzwert zwischen der unteren und der mittleren Tragfähigkeitsklasse gewählt, da dies die geforderte Tragfähigkeit auf dem frostempfindlichen Planum für Straßen aller Bauklassen ist, wenn ein standardisierter Aufbau nach RStO gewählt wird.
- Der E_{v2} -Modul von 100 MN/m² ist der Grenzwert zwischen der mittleren und der oberen Tragfähigkeitsklasse. Der E_{v2} -Modul von 100 MN/m² wird beim standardisierten Aufbau nach RStO auf der Frostschutzschicht von geringer belasteten Straßen der Bauklassen V und VI gefordert.

In Tabelle 5.4 sind die Untersuchungsstrecken in der Reihenfolge der Höhe der Tragfähigkeit aufgelistet und in die oben definierten Tragfähigkeitsklassen unterteilt. Aus der Übersicht wird einerseits die große Spannweite der Tragfähigkeiten deutlich, andererseits sind aber auch Zusammenhänge erkennbar.

- Alle Planumsbereiche aus unbehandelten feinkörnigen Böden besaßen Tragfähigkeiten von etwa $E_{V2} \leq 45 \text{ MN/m}^2$. An der L 712 n bei Leopoldshöhe war das unbehandelte Planum tragfähiger, da der Untergrund nicht aus einem feinkörnigen, sondern einem gemischtkörnigen bis grobkörnigen Boden (Bodengruppe SU*/SE) bestand.
- Die mit Kalk verbesserten Planumsbereiche feinkörniger Böden besaßen mit wenigen Ausnahme einen Verformungsmodul von $E_{V2} > 45 \text{ MN/m}^2$. Bei den meisten der Bodenverbesserungen wurden sogar die auf der Frostschutzschicht geforderten Mindestwerte von $E_{V2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ bzw. $E_{V2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ überschritten.

Teilweise streuten die Tragfähigkeiten an einer Strecke verhältnismäßig stark, wie an den CBR-Werten zu erkennen war. Die Ursachen waren sowohl inhomogene Mischungen von Boden und Kalk als auch vorhandene Steine.

Von den Proben aus dem Planum wurden charakteristische Eigenschaften wie der Glühverlust V_{gl} , der natürliche Wassergehalt w_n , die Konsistenzzahl I_C , die Trockendichte ρ_d und die Kalkzugabemenge ermittelt (Tabelle 5.5).

Die Bestimmung der Kalkzugabemenge erfolgte aus der Differenz des Kalkgehaltes der Probe aus dem Planum und des Kalkgehaltes des unbehandelten Ausgangsbodens.

- Mit nasschemischen Aufschlussverfahren (DIN EN 196-2) wurden von der DEUNA Zement GmbH, Deuna, die Kalkgehalte der Proben gemessen.
- Zusätzlich wurden die Kalkgehalte von den Proben aus dem Planum und den unbehandelten Ausgangsböden durch eine Röntgenfluoreszenzanalyse (RFA) ermittelt.
- Als weitere Variante erfolgte die Bestimmung der Kalkgehalte anhand einer komplexometrischen Titration. Dazu wurden die Proben fein aufgemahlen und bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Anschließend wurden sie mit 30 %-iger Salzsäure versetzt und nach Abklingen der Reaktion, mindestens jedoch erst nach 30 Minuten, filtriert. Im Anschluss daran erfolgte im Filtrat die komplexometrische Titration des CaO-Gehaltes. Die ermittelten Kalkgehalte ergaben sich als Mittelwerte aus Mehrfachbestimmungen.

Verkehrsfläche		Boden- gruppe des Ausgangs- bodens	Feld-CBR [%]	E_{vd} [MN/m ²]	E_{v1} [MN/m ²]	E_{v2} [MN/m ²]	Kalkzu- gabe
A 93	Marktredwitz, K3 *)	SU*	155	128	138	274	ja
B 62	Biedenkopf, Stelle 2 *)	TL	122	129	95	130	ja
A 93	Marktredwitz, K2 *)	SU*	101	157	124	275	ja
K 3032	Oggenhausen	TA	95	152	129	265	ja
A 93	Marktredwitz, K1 *)	SU*	88	92	79	119	ja
K 3032	Oggenhausen	TA	88	129	-	-	ja
A 93	Marktredwitz, K3 *)	SU*	84	108	121	279	ja
A 93	Marktredwitz, K2 *)	SU*	59	139	74	171	ja
A 93	Marktredwitz, K1 *)	SU*	54	81	60	107	ja
B 62	Biedenkopf, Stelle 1 *)	TL	49	78	61	97	ja
A 4	Bautzen, Stelle 2	TL/UL	45	141	-	-	ja
L 219	Allstedt	TL	45	139	-	-	ja
Wi.weg	Rülzheim	TM	43	129	-	-	ja
K 8032	Schmiedewalde	TL	43	118	66	152	ja
B 93	Zwickau	TM	41	75	-	-	ja
B 29	Schwäbisch Gmünd	TM	40	113	120	137	ja
B 62	Biedenkopf, Stelle 3 *)	TL	35	103	36	135	ja
A 4	Bautzen, Stelle 1	TL/UL	35	85	-	-	ja
B 93	Zwickau	TM	30	73	-	-	ja
B 29	Schwäbisch Gmünd	TM	22	109	-	-	ja
B 93	Zwickau	TM	22	45	-	-	ja
K 8032	Schmiedewalde	TL	23	85	56	133	ja
B 19	Henneberg	TL	23	51	-	-	ja
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	TL	20	86	125	205	ja
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	TL	17	84	44	129	ja
L 712n	Leopoldshöhe	SU*/SE	20	94	-	-	nein
B 107	Großbothen	ST	18	94	-	-	ja
B 91	Weißenfels *)	TL	-	78	-	-	ja
B 290	Schwabsberg		17	51	55	105	ja
B 91	Weißenfels *)	TL	16	56	-	-	ja
B 9	Rülzheim	TM	16	59	-	-	ja
B 290	Schwabsberg	TA	12	46	-	-	ja
B 19	Henneberg	TL	12	31	-	-	ja
L 1050	Friedrichsruhe, km 1,6	TL/UL	12	42	-	-	ja
L 1050	Friedrichsruhe, km 1,7	TL/UL	8	30	-	-	ja
B 470	Ottenhofen	TL	8	58		46	nein
Wi.weg	Seelow	OH	6	46	-	-	ja
L 3073	Römershausen	TL	6	10	-	-	nein
B 13	Ottenhofen	TL	5	31	-	-	nein
B 45	Mauer	TL	5	22	-	-	nein
B 79	Dardesheim	OU	5	18	-	-	ja
L 968	Heipke	TL	5	-	-		nein
B 13	Ottenhofen	TL	4	18	-	-	nein
	Haubern	TL	4	58	-	-	ja
B 470	Ottenhofen	TL	4	57	15	31	nein
B 28	Reutlingen	TM	4	32	-	-	ja
K 3281	Heubach, Stelle 2	TA	4	15	15	29	nein
B 45	Mauer	TL	3	20	-	-	
K 3281	Heubach, Stelle 1	TA	3	17	12	16	ja
Weg	Ravensburg	TL	2	10	-	-	nein
Weg	Ravensburg		2	7	-	-	nein

*) mit Steinen und Kies im Planumsbereich

$E_{v2} > 100 \text{ MN/m}^2$	$E_{v2} = 45 - 100 \text{ MN/m}^2$	$E_{v2} < 45 \text{ MN/m}^2$
-------------------------------	------------------------------------	------------------------------

Tabelle 5.4:
Einteilung der Planumsbereiche in Tragfähigkeitsklassen

Verkehrsfläche		Boden- gruppe des Ausgangs- bodens	V _{gl} [M.-%]	w _n [M.-%]	I _C [-]	ρ _d [g/cm³]	Kalkzugabe [M.-%]	Tragfähig- keit
A 93	Marktredwitz, K3 *)	SU*	3,6	16	n.m.	1,85	6	E _{v2} > 100 MN/m²
B 62	Biedenkopf, Stelle 2 *)	TL	3,2	16	1,40	1,82	3	
A 93	Marktredwitz, K2 *)	ST*	2,9	14	n.m.	1,85	4	
K 3032	Oggenhausen	TA	5,9	25	1,39	-	15	
A 93	Marktredwitz, K1 *)	SU*	2,4	14	n.m.	1,85	2	
K 3032	Oggenhausen	TA	5,9	33	1,07	-	15	
A 93	Marktredwitz, K3 *)	SU*	3,6	16	n.m.	1,85	6	
A 93	Marktredwitz, K2 *)	SU*	2,9	14	n.m.	1,85	4	
A 93		SU*	2,4	14	n.m.	1,85	2	
B 62	Biedenkopf, Stelle 1 *)	TL	3,2	16	1,37	1,82	3	
A 4	Bautzen, Stelle 2	TL	2,8	22	1,53	1,82	4	
L 219	Allstedt	TL	4,3	19	1,05	1,56	2,5	
Wi.weg	Rülzheim	TM	1,6	20	n.m.	1,50	10	
K 8032	Schmiedewalde	TL	3,5	19	1,89	1,75	2,5	
B 93	Zwickau	TM	4,3	18	1,28	1,77	3	
B 29	Schwäbisch Gmünd	TM	3,4	18	1,05	1,75	1,5	
B 62	Biedenkopf, Stelle 3 *)	TL	3,2	22	0,68	1,82	3	
A 4	Bautzen, Stelle 1	TL	2,4	15	1,35	1,82	3	
B 93	Zwickau	TM	4,3	18	1,28	1,77	3	
B 29	Schwäbisch Gmünd	TM	3,4	18	1,05	1,75	1,5	
B 93	Zwickau	TM	4,3	18	1,28	1,77	3	
K 8032	Schmiedewalde	TL	3,5	19	1,89	1,75	2,5	
B 19	Henneberg *)	TL	4,0	12	1,60	1,72	1,5	
B 290	Schwabsberg, Parkpl.	TL	5,8	18	1,07	1,81	1,5	
B 290	Schwabsberg, Parkpl.	TL	5,8	18	1,07	1,76	1,5	
L 712n	Leopoldshöhe	SU*/SE	2,0	9	n.m.	2,04	0	E _{v2} = 45 - 100 MN/m²
B 107	Großbothen	ST	2,0	11	1,66	1,75	1	
B 290	Schwabsberg	TA	5,0	19	1,31	1,72	1,5	
B 9	Rülzheim	TM	3,1	16	1,36	1,69	2	
B 290	Schwabsberg	TA	5,0	19	1,31	1,66	1,5	
B 19	Henneberg *)	TL	4,0	18	1,11	1,72	1,5	
L 1050	Friedrichsr., km 1,6	TL/UL	2,8	16	1,55	1,72	1	
L 1050	Friedrichsr., km 1,7	TL/UL	4,1	18	1,29	1,65	1	
B 470	Ottenhofen	TL	2,5	24	0,93	1,55	0	E _{v2} < 45 MN/m²
Wi.weg	Seelow	OH	5,9	20	1,18	1,44	3,5	
L 3073	Römershausen	TL	2,0	16	1,01	1,77	0	
B 13	Ottenhofen	TL	3,8	20	0,92	1,69	0	
B 45	Mauer, Stelle 1	TL	3,3	17	1,14	1,81	0	
B 79	Dardesheim	OU	3,9	17	1,15	1,64	1	
L 968	Heipke	TL	3,4	19		n.m.	0	
B 13	Ottenhofen	TL	3,8	20	0,92	1,69	0	
K 96	Haubern	TL	4,0	28	0,41	1,41	1	
B 470	Ottenhofen	TL	4,7	17	1,33	1,82	0	
B 28	Reutlingen	TM	7,6	22	1,17	-	1,5	
K 3281	Heubach, Stelle 2	TA	7,5	26	0,68	1,60	0	
B 45	Mauer, Stelle 2	TL	3,3	19	0,99	1,77	0	
K 3281	Heubach, Stelle 1	TA	6,9	27	0,73	1,54		
Radweg	Ravensburg, Stelle 1	TL	3,5	18	1,08	1,7	0	
Radweg	Ravensburg, Stelle 2	TL	3,5	20	0,96	1,7	0	

*) mit Steinen im Planumbereich, n.m. = Bestimmung nicht möglich

Tabelle 5.5:
Eigenschaften der Böden und Boden-Kalk-Gemische der untersuchten Planumbereiche

Für die Untersuchung der Randbedingungen, die die Tragfähigkeit von Bodenverbesserungen beeinflussen, wurden die Versuchsergebnisse von LISTNER (1999), siehe Tabelle 5.6, hinzugezogen.

Verkehrsfläche		Bodengruppe des Ausgangsbodens	ρ_d [g/cm ³]	w_n [M.-%]	I_c [-]	Kalkzugabe [M.-%]	Tragfähigkeit
B 64	Holzminden	UL	-	-	-	4,1	$E_{v2} > 100 \text{ MN/m}^2$
B 64	Holzminden	UL	-	-	-	5,6	
L 3088	Kleinseelheim	-	1,51	-	-	-	
B 469	Trennfurt	UL	-	-	-	7,6	
K 2007	Eberstadt	UM/TM	1,79	16,5	1,10	5,5	
Wi.weg	Albaxen	UL	1,59	17,8	1,21	5,2	
L 509	Queichheim	SU*/ST*	-	-	-	8,5	
L 509	Queichheim	SU*/ST*	-	-	-	10	
B 38	Bergzabern	GU	-	-	-	5,0	
L 3282	Holzhausen	SU*/ST*	1,74	17,4	1,11	1,6	
B 239	Löwendorf		1,68	18,9	1,06	4,5	$E_{v2} = 45 - 100 \text{ MN/m}^2$
B 470	Ottenhofen	UM/TM	1,67	-	-	-	
L 3282	Holzhausen	UM/TM	1,65	19,7	0,75	2,2	
L 3282	Holzhausen	UL	1,72	17,9	1,07	1,8	
L 2212	Unterliezheim	SU*/ST*	1,57	25,6	0,73		
B 13	Ottenhofen	UM/TM	1,71	17,9	1,27	-	
L 2212	Höchstädt	SU*/ST*	-	-	-		
B 469	Trennfurt	UL	1,63	17,8	1,53	0	
L 1050	Friedrichsruhe	UL/TL	1,68	16,2	1,26	1,8	
B 8	Kelkheim	UM/TM		-	-	1,9	
B 469	Trennfurt	UL	1,63	15,6	2,88	1,3	$E_{v2} < 45 \text{ MN/m}^2$
Wi.weg	Albaxen	UL	1,67	18,0	1,18	4,2	
B 239	Löwendorf	SU*/ST*	1,61	18,2	1,10	1,2	
B 13	Ottenhofen	UM/TM	1,62	21,1	1,17	-	
L 1050	Friedrichsruhe	UL/TL	1,67	19,2	1,12	1,4	
L 1131	Horrheim		1,63	17,3	1,02	-	
K 2007	Eberstadt	UM/TM	1,79	18,9	0,97	2,3	
L 1131	Horrheim	UL/TL	1,66		0,74	-	
L 2212	Unterliezheim	SU*/ST*	1,56	24,9	0,73	0	

Tabelle 5.6:

Eigenschaften der Böden und Boden-Kalk-Gemische der von LISTNER (1999) untersuchten Planumsbereiche

Eine stärkere Verdichtung sowie eine Steigerung der Kalkzugabemenge erhöhen die Tragfähigkeit. Gleichzeitig wird durch Steigerung der Kalkzugabemenge die Trockendichte des Boden-Kalk-Gemisches verringert. Ein direkter Zusammenhang zwischen der Trockendichte, die zusätzlich von der spezifischen Korndichte des Bodens abhängt, und der Tragfähigkeit von Bodenbehandlungen mit Kalk kann daher nicht bestehen.

Anhand der Versuchsergebnisse der ausgeführten Bodenbehandlungen ist zu erkennen, dass eine stärkere Verdichtung und Steigerung der Kalkzugabemenge die Tragfähigkeit in der Praxis tendenziell erhöht (Abbildung 5.3 und 5.4). Die vergleichsweise hohen Streuungen sind darauf zurückzuführen, dass bei den Proben gleichzeitig mehrere Randbedingungen (Bodenart, Feuchteverhältnisse etc.) variieren und zusätzlich die Parameter der Proben unter Praxisbedingungen weitaus stärker streuen als unter Laborbedingungen.

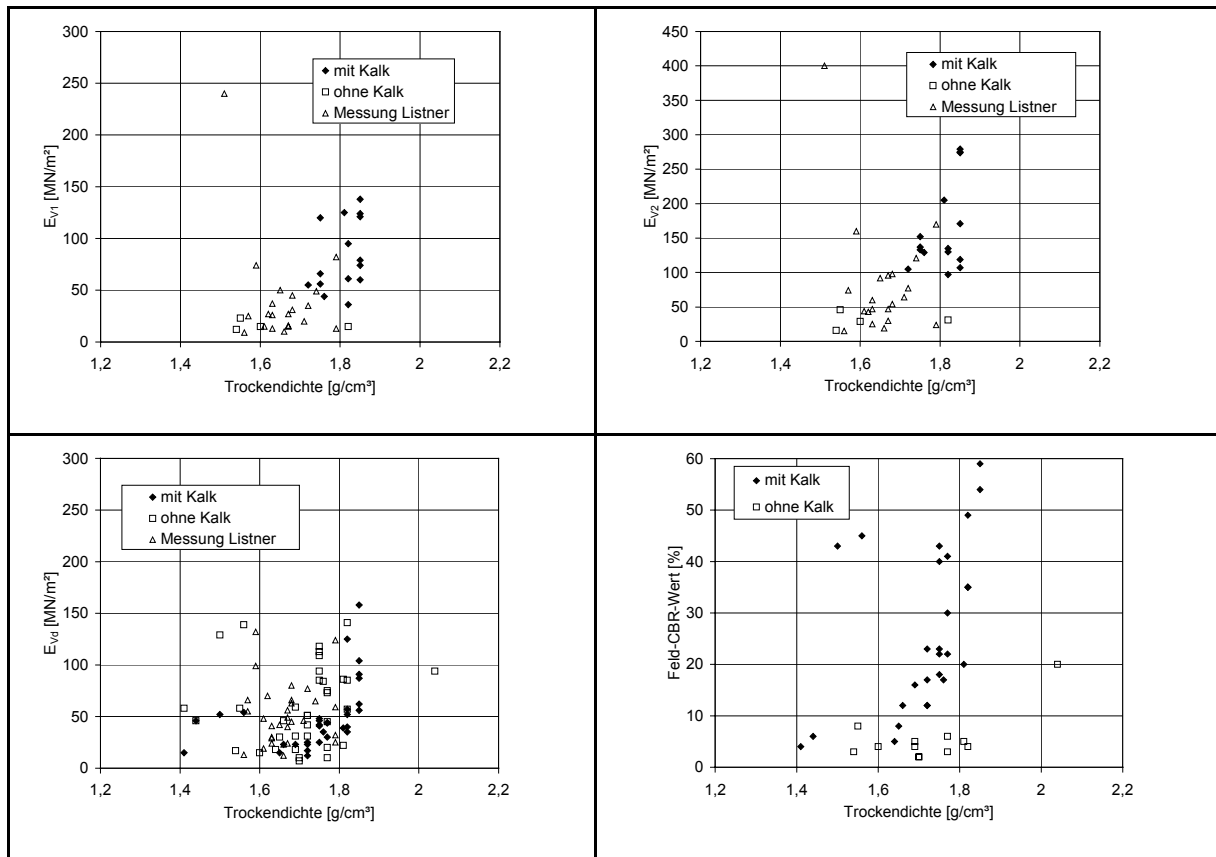


Abbildung 5.3:
Einfluss der Trockendichte auf die Tragfähigkeit

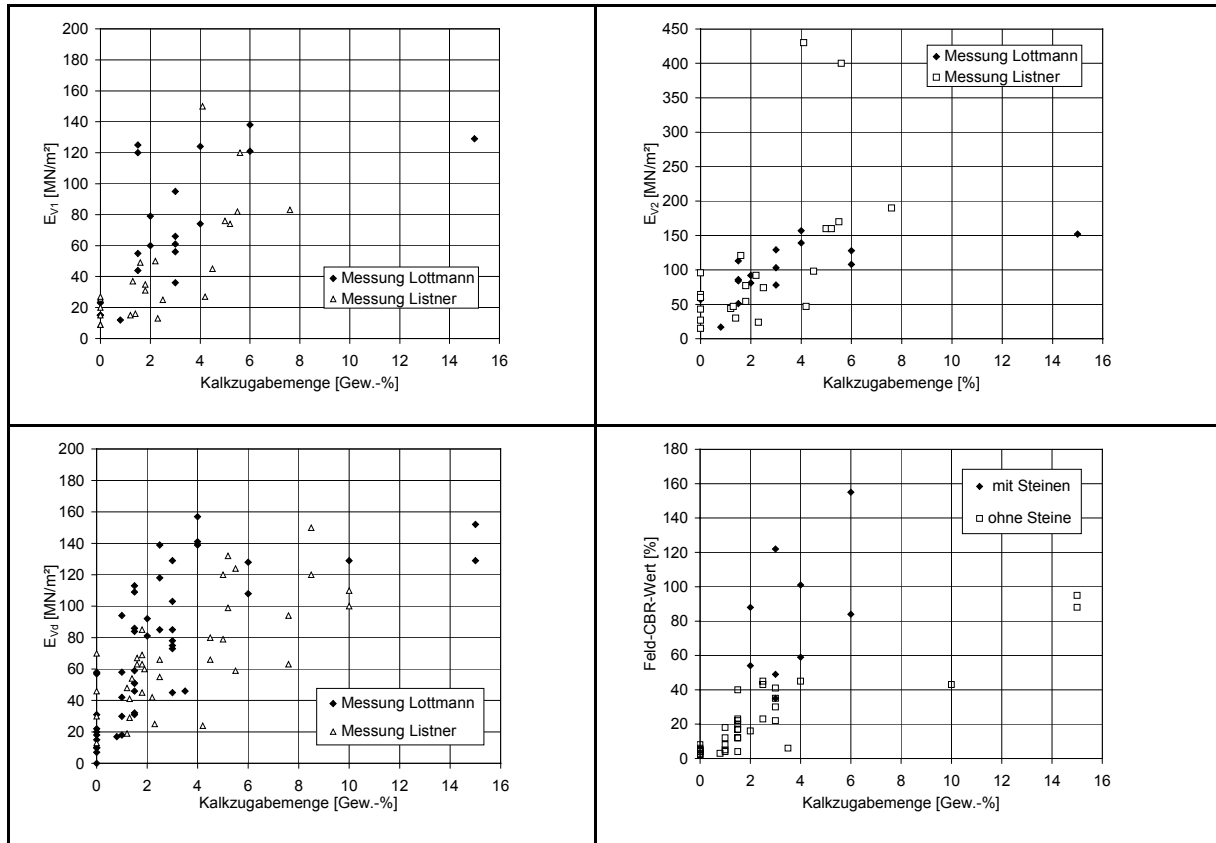


Abbildung 5.4:
Einfluss der Kalkzugabemenge auf die Tragfähigkeit

Ein Einfluss des Glühverlustes auf die Tragfähigkeit war anhand der Versuchsergebnisse nicht zu erkennen. Dennoch wirkt ein organischer Anteil hemmend auf die verfestigende Reaktion (JESSBERGER 1967, HIRT 1969, GIUDICETTI 1983, KUJALA, MÄKIKYRÖ, LETHO 1996, HUTTUNEN, KUJALA 1996). Dies belegte auch das Beispiel des Wirtschaftsweges bei Seelow. Hier war die Tragfähigkeit trotz einer Kalkzugabemenge von 3,5 M.-% verhältnismäßig gering. Die organischen Stoffe im Boden, die die Reaktion mit Kalk hemmen, sind die Huminstoffe. Sie sind dunkelgefärbte amorphe organische Kolloide der Größenordnung $< 2 \mu\text{m}$, entstehen durch die Verwitterung organischer primärer Ausgangssubstanzen und besitzen ähnliche Eigenschaften wie die Tonminerale (SCHROEDER 1992). Sie werden jedoch mit dem Glühverlust nicht bestimmt.

5.3 Dauerhaftigkeit der Tragfähigkeit von Bodenverbesserungen mit Kalk

Die Dauerhaftigkeit der Tragfähigkeit von Bodenverbesserungen mit Kalk wurde anhand eines Vergleichs von Tragfähigkeitsmessungen beurteilt, die mit mehreren Jahren Zeitdifferenz durchgeführt wurden. Die im Rahmen dieser Forschungsarbeit gemessenen Tragfähigkeiten werden in der Tabelle 5.7 denen der Abnahmeprüfung nach dem Einbau gegenübergestellt.

Strecke	Station (Bau-km, Strecken-km)	Datum der Tragfähigkeits- messung	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{Vd} [MN/m ²]
A 4, Bautzen	44+900/ 3 m v.d.A.	15.08.97	31,8	72,7	-
	km 49,55; im Bankett	22.08.00	(≥ 100) *)	(≥ 200) *)	141
A 4, Bautzen	46+450/ 8 m v.d.A.	15.08.97	45,3	89,0	-
	km 48,35; im Bankett	22.08.00	-	-	85
A 93, K1	0+112,5 – 0+127,5		16,2	37,1	-
	0+114; in Fahrbahnmitte	03.06.02	78,5	119,3	92
	0+114; in Fahrbahnmitte	03.06.02	59,6	106,5	81
A 93, K2	0+132,5 – 0+147,5	16.06.99	26,3	45,5	-
	0+132,5 – 0+147,5	19.07.99	33,9	44,5	-
	0+134; in Fahrbahnmitte	03.06.02	74,0	171,4	139
	0+134; in Fahrbahnmitte	03.06.02	124,0	275,2	157
A 93, K3	0+152,5 – 0+167,5	16.06.99	28,3	42,1	-
	0+152,5 – 0+167,5	19.07.99	27,9	36,9	-
	0+154; in Fahrbahnmitte	03.06.02	138,3	274,1	128
	0+154; in Fahrbahnmitte	03.06.02	120,6	279,1	108
B 19, Henneberg	0+440 / 2,0 m r.d.A.	28.11.82	34,4	63,3	60,3
	0+580 / 2,5 m r.d.A.	28.11.82	27,3	51,3	55,1
	km 2,0; Hochseite, im Bankett	23.08.00	-	-	51
	km 2,0; Tiefseite, im Bankett	23.08.00	-	-	31
B 29, Schwäbisch Gmünd	14+920 / 6 m l.v.d.A.	02.08.84	23,4	50,6	-
	14+820 / 7,5 m l.v.d.A.	02.08.84	9,0	62,5	-
	14+760 / 3,5 m l.v.d.A.	01.08.84	45,9	97,8	-
	12+600 / 8 m r.v.d.A.	12.06.84	28,5	59,2	-
	12+700 / 9 m r.v.d.A.	12.06.84	34,9	68,2	-
	km 2,4; im Bankett	12.09.01	120	137	113
B 62, Biedenkopf	4+000	05.07.01	35,8	85,8	-
	4+004; in Fahrbahnmitte	14.05.02	95,3	130,3	129
B 62, Biedenkopf	3+181	05.07.01	38,5	63,4	-
	3+180; in Fahrbahnmitte	14.07.02	60,7	97,4	78
B 107, Großbothen	0+154	17.10.95	-	-	43,9; 36,9
	0+480	25.10.95	-	-	81,8
	km 2,1; im Bankett	14.11.00	-	-	94
B 290, Schwabsberg	2+120	03.06.80	61,9	91,2	-
	2+020	03.06.80	65,5	99,3	-
	km 3,6; im Bankett	13.09.01	55	105	51
L 219, Allstedt	3+490,17	03.06.97	21,8	32,2	-
	3+126,94	03.06.97	51,94		-
	3+200; im Bankett	24.08.00	(≥ 90) *)	(≥ 180) *)	139
<div> <div></div> <div>Tragfähigkeitsmessung nach Einbau</div> </div> <div> <div></div> <div>Tragfähigkeitsmessung nach Liegezeit</div> </div>					

*) aufgrund der Relationen der Tragfähigkeitskennwerte erwartete E_V -Moduln

Tabelle 5.7:
Veränderung der Tragfähigkeiten nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer

-
- An der A 4 bei Bautzen war nach drei Jahren Gebrauchsdauer die Tragfähigkeit der Bodenverbesserung beachtlich gestiegen. Der E_{V2} -Modul erhöhte sich etwa um das Doppelte. Hier war der Untergrund, ein Lößlehm, mit 4 M.-% Weißfeinkalk behandelt worden, und die Trockendichte war mit $\rho_d = 1,82 \text{ g/cm}^3$ vergleichsweise hoch.
 - An der Rastplatzzufahrt der A 93 bei Markredwitz wurde ein Tonschiefer (verwitterter Phyllit, Gneiszersatz) in drei Feldern mit unterschiedlichen Kalkzugabemengen behandelt. Im Feld K1 (2 M.-% Kalkzugabe) ist der E_{V2} -Modul nach drei Jahren Gebrauchsdauer von 37 MN/m^2 auf im Mittel 113 MN/m^2 gestiegen, im Feld K2 (4 M.-% Kalkzugabe) von 45 MN/m^2 auf im Mittel 223 MN/m^2 und im Feld K3 (6 M.-% Kalkzugabe) von 42 MN/m^2 auf 277 MN/m^2 . Erkennbar hieraus ist, dass die Tragfähigkeiten mit Erhöhung der Kalkzugabemenge und dem Alter stiegen. Die Tragfähigkeiten waren insgesamt vergleichsweise hoch, da der Boden nicht nur mit Kalk, sondern auch durch Zufügen von Steinen verbessert wurde.
 - An der B 19 bei Henneberg ist die Tragfähigkeit während der achtjährigen Gebrauchsdauer etwa konstant geblieben. Der Untergrund, ein Boden aus dem Muschelkalk/Oberer Buntsandstein, wurde mit etwa 1,5 M.-% Weißfeinkalk behandelt. Eine Ursache für die nicht stattgefundene Tragfähigkeitserhöhung ist die geringe Kalkzugabemenge. Möglicherweise hat auch das gemäß Baugrundgutachten vorliegende Hangwasser die Kalkkonzentration noch verringert.
 - An der B 29 bei Schwäbisch Gmünd wurde ein Knollenmergel mit etwa 1,5 M.-% Weißfeinkalk behandelt. Direkt nach dem Einbau wurden E_{V2} -Moduln zwischen 50 und 100 MN/m^2 gemessen. Nach einer Gebrauchsdauer von sieben Jahren besaß das Planum einen E_{V2} -Modul von 137 MN/m^2 .
 - An der Ortsumgehung Biedenkopf wurde der im Planumsbereich anstehende Hanglehm mit 3 M.-% Kalk behandelt. Die E_{V2} -Moduln der Bodenverbesserung stiegen nach einem Jahr im Bereich der Station km 4+000 von 86 MN/m^2 auf 130 MN/m^2 und bei Station km 3+180 von 63 MN/m^2 auf 97 MN/m^2 . Die Tragfähigkeit stieg somit um etwa $1/3$ des Ausgangswertes. Beim Aufträufeln von Phenolphthalein zeigte das Boden-Kalk-Gemisch eine rosa Färbung, was darauf hindeutet, dass noch Kalk im Boden ist, der zu einer weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit führen kann.
 - An der B 107 bei Großbothen wurde ein gemischtkörniger Boden mit etwa 1 M.-% Kalk behandelt. Nach fünf Jahren Gebrauchsdauer war die Tragfähigkeit etwa konstant geblieben.
 - An der B 290 bei Schwabsberg wurde ein Knollenmergel mit etwa 1,5 M.-% Weißfeinkalk verbessert. Nach einer Gebrauchsdauer von 21 Jahren war die Tragfähigkeit etwa konstant geblieben. Auch hier wurde für eine langfristige Steigerung der Tragfähigkeit eine zu geringe Kalkzugabemenge verwendet.
 - Das Planum der L 219 bei Allstedt wurde mit einem hydraulischen Kalk behandelt. Nach einer Gebrauchsdauer von drei Jahren hat sich der E_{V2} -Modul etwa verdoppelt.

Der Vergleich zeigt, dass die Tragfähigkeit auf den kalkbehandelten Planumsschichten während der Gebrauchsdauer in keinem der Fälle abgenommen hat. Wurden Kalkzugabemengen von mehr als rund 2 M.-% verwendet, stieg die Tragfähigkeit während der Gebrauchsdauer noch an.

5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen

Es wurden kalkbehandelte und unbehandelte Planumsbereiche von Verkehrsflächen freigelegt und deren Tragfähigkeiten mit dem statischen und dem dynamischen Plattendruckversuch sowie mit dem Feld-CBR-Versuch bestimmt. Die unbehandelten Planumsbereiche aus leicht bis ausgeprägt plastischen Tönen besaßen E_{V2} -Moduln von weniger als 45 MN/m² bzw. E_{Vd} -Moduln von weniger als 30 MN/m² sowie Feld-CBR-Werte von weniger als rund 8 %. Bei gemischt- und grobkörnigen Böden waren die Tragfähigkeiten auch im unbehandelten Zustand höher.

Die E_{V2} -Moduln der Bodenverbesserungen reichten von 16 bis 279 MN/m². Wie anhand der ausgeführten Bodenverbesserungen bestätigt werden konnte, beeinflussen die Kalkzugabemenge, die Bodenart, der Verdichtungsgrad, der Homogenisierungsgrad und das Alter die Tragfähigkeit der Bodenverbesserungen. Es ist demzufolge nicht von einer bestimmten Tragfähigkeit bei allen Bodenverbesserungen mit Kalk auszugehen.

Ein Vergleich von Tragfähigkeitsmessungen mit mehreren Jahren Zeitdifferenz zeigte, dass sich die Stabilität der Bodenbehandlungen mit Kalk auch nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer nicht verschlechtert hatte, sondern in den meisten Fällen sogar angestiegen war. Einer der wichtigsten Faktoren, der die langfristige Tragfähigkeit beeinflusst, ist die Kalkzugabemenge. Weniger als 1 M.-% Kalk bewirkte keine messbare Erhöhung der Tragfähigkeit des Bodens nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer. Ab Kalkzugabemengen von rund 2 M.-% konnten bei den Bodenverbesserungen langfristig höhere Tragfähigkeiten als bei den unbehandelten bindigen Ausgangsböden erreicht werden, wenn nicht organische Böden, wie beispielsweise Mutterböden, behandelt wurden.

Es ist zu berücksichtigen, dass bei einer Behandlung des Planums keine allzu starre Schicht angestrebt werden soll, da ein Übergang zum weichen Untergrund bestehen muss. Andererseits muss aber die Tragfähigkeit dauerhaft so hoch sein, dass Verkehrslasten schadlos aufgenommen werden können. Vor allem Tauperioden stellen eine kritische Situation für das Planum dar. Infolge von erhöhten Wassergehalten durch geschmolzene Eislinsen kann die Tragfähigkeit reduziert werden. Die nach Wasserlagerung und Frostbeanspruchung verbleibende Tragfähigkeit von ausgeführten Bodenverbesserungen wird unter anderem im nachfolgenden Kapitel bestimmt.

6 VERHALTEN VON AUSGEFÜHRTEN BODENVERBESSERUNGEN GEGENÜBER WASSER UND FROST

6.1 Entnahme von Proben für Laborversuche

An den untersuchten Abschnitten wurden folgende Proben für Laborversuche entnommen:

- ungestörte Proben aus behandelten Planumsbereichen
- ungestörte Proben aus unbehandelten Planumsbereichen
- gestörte Proben der unbehandelten Böden (Ausgangsböden).

Die Bodenverbesserung der Autobahn A 14 (Dresden-Leipzig) hatte eine betonähnliche Festigkeit entwickelt, so dass eine Probengewinnung mit Kernbohrungen möglich war (Abbildung 6.1, links). Bei den übrigen Strecken wurden Proben mit dem Ausstechzylinder (Durchmesser = 96 mm, Höhe = 120 mm) entnommen. Die Ausstechzylinder wurden mit einem Fallgewicht in das Planum geschlagen und anschließend je nach Härte des Planums mit einer Schaufel oder mit Stemmeisen, Hammer und Meißel freigelegt (Abbildung 6.1, rechts). Strecken, an denen größere Steine im Planum die Probenahme behinderten, waren die Rastplatzzufahrt an der A 93 bei Marktredwitz, die Ortsumgehung Biedenkopf (B 62) und die B 91 bei Weißenfels. Schiefriges und splittiges Material erschwerten eine ungestörte Entnahme von Proben aus dem Planum der Ortsumgehung Henneberg (B 19) und der B 470 bei Ottenhofen.



Abbildung 6.1:

Entnahme von ungestörten Proben aus dem Planum durch Kernbohrungen (links) und durch Ausstechzylinder (rechts)

6.2 Mineralogische Neubildungen und Porenstruktur der Bodenverbesserungen

Bei einigen kalkbehandelten Abschnitten waren erhebliche Verfestigungen eingetreten, wie beispielsweise an der A 4 bei Bautzen und an der K 3032 bei Oggenhausen. Um zu überprüfen, wie sich das Porensystem entwickelt hat und welche mineralogischen Veränderungen eingetreten sind, wurden im ZAL der Universität Cottbus ausgewählte Proben unter dem Rasterelektronenmikroskop betrachtet und qualitative sowie quantitative Elementanalysen mit energiedispersiver Röntgenfluoreszenzanalyse (EDX) durchgeführt.

Die Proben wurden luftgetrocknet und auf zwei verschiedene Arten präpariert:

- natürliche Oberfläche, mit Gold bedampft und dadurch leitfähig gemacht
- Einbettung in Epoxidharz und Herstellen eines planen und polierten Anschliffs.

Wie sich herausstellte, waren die Anschliffe informativer als die natürlichen Oberflächen.

Die Abbildung 6.2 zeigt eine elektronenmikroskopische Aufnahme vom Anschliff der Bodenverbesserung der A 4 bei Bautzen. Es ist neben den Bestandteilen wie Quarzkörnern und Tonmineralen eine Masse zu erkennen, die einzelne Partikel umschließt. Um diese Masse zu identifizieren, wurden Verteilungsbilder für die Elemente Aluminium (Al), Silicium (Si) und Calcium (Ca) erstellt (Abbildung 6.3) und quantitative Elementanalysen durchgeführt (Abbildung 6.4). Die Zusammensetzung und der Vergleich der elektronenmikroskopischen Aufnahmen mit denen von BRAND (1962) bestätigen, dass es sich bei der Masse um die Gelbildung handelt, die eine hydraulische Verfestigung verursacht. BRAND (1962) wies darauf hin, dass teilweise schon ab Kalkzugabemengen von 3 M.-% eine sehr vollständige, jedes Korn umschließende Verkittung erreicht werden kann. Unter 3 M.-% Kalkzugabe sei die Verbindung und Verkittung der Bodenteilchen stets lückenhaft.

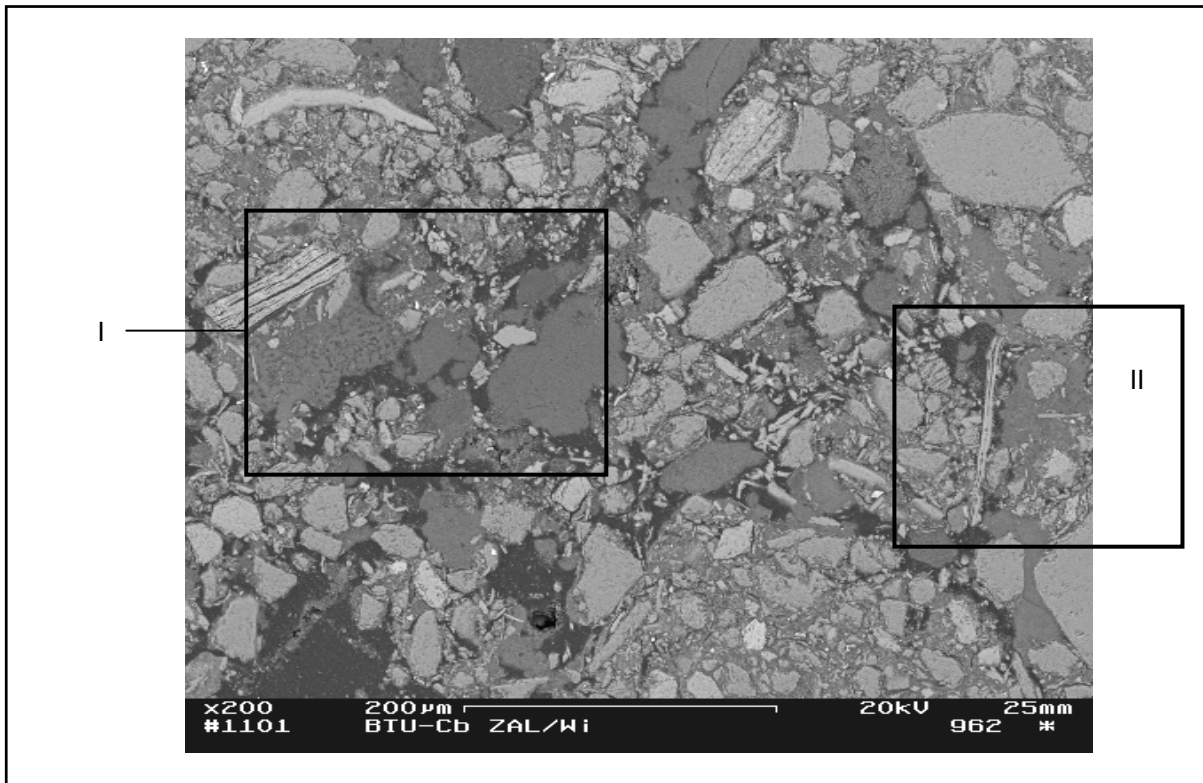


Abbildung 6.2:

Elektronenmikroskopaufnahme der Bodenverbesserung der A 4 bei Bautzen, Elementkontrastbild vom Anschliff mit Kennzeichnung der Ausschnitte I und II

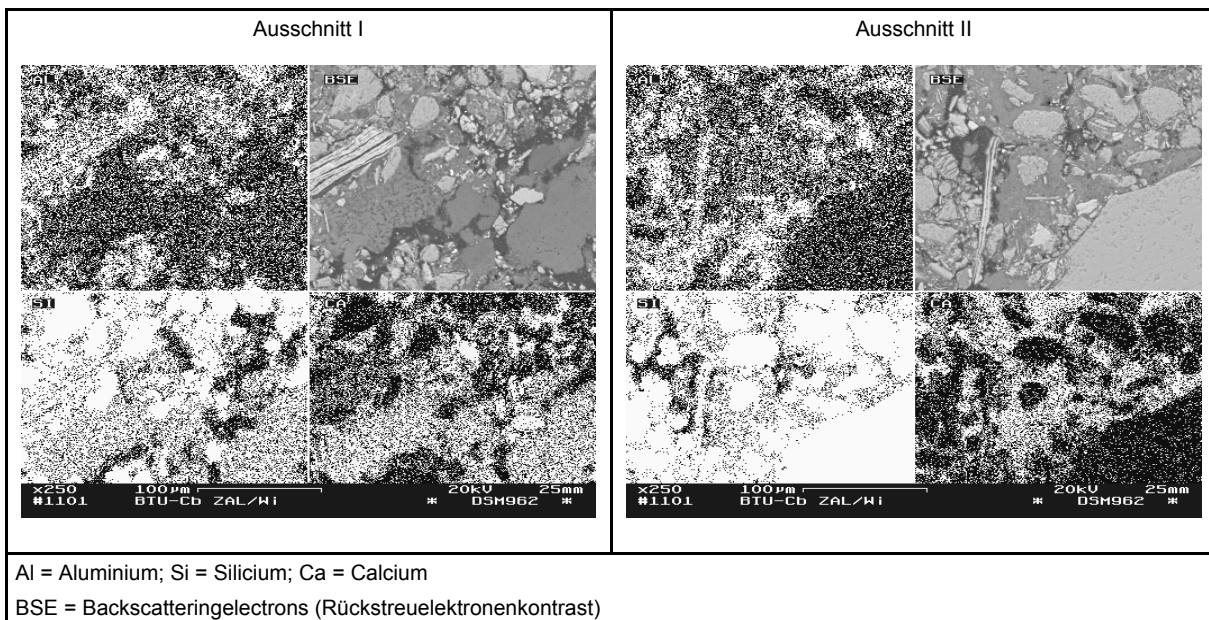


Abbildung 6.3:

Elektronenmikroskopaufnahme der Bodenverbesserung der A 4 bei Bautzen, Elementkontrastbild und Elementverteilungsbilder der Ausschnitte I und II

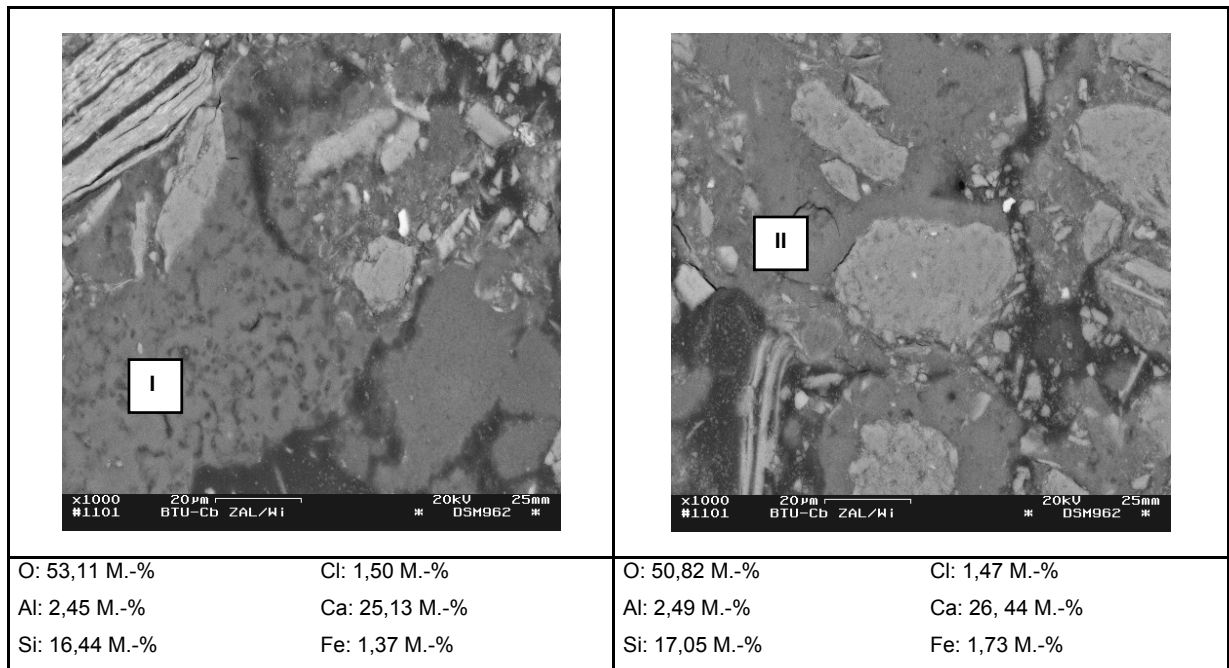


Abbildung 6.4:

Elektronenmikroskopaufnahme mit Elementanalyse der Gelmasse (A 4 bei Bautzen)

Bei der Bodenverbesserung von Oggenhausen wurde ein ausgeprägt plastischer Ton mit 15 M.-% Kalk behandelt. Hier besteht der Boden aus einer fast einheitlichen Masse aus Aluminium, Silicium und Calcium (Abbildung 6.5). Einzelne Kalkpartikel sind vorhanden.

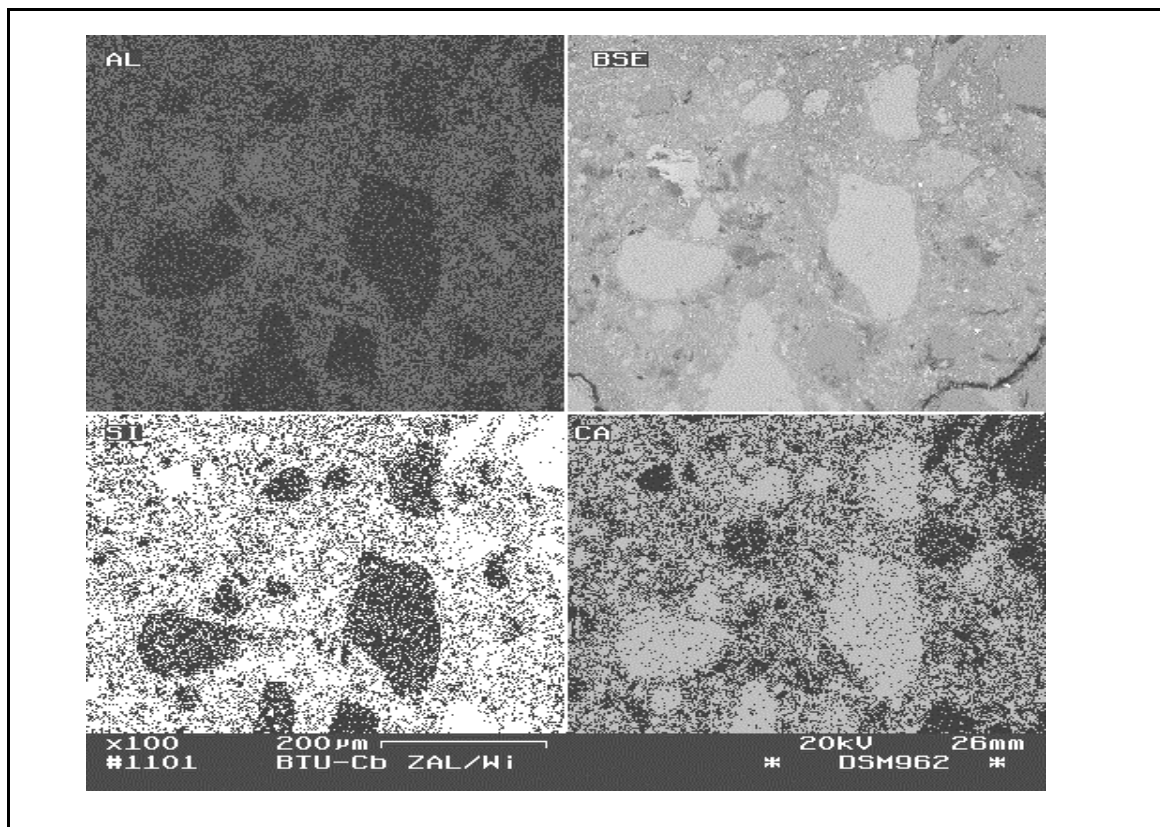


Abbildung 6.5:

Elektronenmikroskopaufnahme mit Elementkontrasten (K 3032 bei Oggenhausen)

6.3 Wasseraufnahmevermögen (nach DIN 18 132) der Bodenverbesserungen im Vergleich zu den unbehandelten Ausgangsböden

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Wasseraufnahmevermögen entsprechend DIN 18 132 mit dem Wasseraufnahmegesetz nach ENSLIN-NEFF bestimmt. In dem Versuch wird 1 g des Anteils < 0,4 mm einer Bodenprobe im getrockneten und pulverfeinen Zustand auf eine Filterplatte gegeben, wo sie Wasser aufsaugen kann. Da die Probe vor dem Versuch bei 105 °C getrocknet wird und somit noch fest gebundene Adsorptionswasseranteile vorhanden bleiben, entspricht die aufgenommene Wassermenge dem weniger fest gebundenen Anteil der Hydrathülle. In Tabelle 6.1 ist das Wasseraufnahmevermögen w_A der Boden-Kalk-Gemische der verbesserten Planumbereiche und der dazugehörigen unbehandelten Ausgangsböden aufgelistet und in Abbildung 6.6 miteinander verglichen.

Straßen-Nr.	Strecke	w_A [%] der unbehandelten Ausgangsböden	w_A [%] der kalkbehandelten Böden aus dem Planum
A 4	Bautzen, Stelle 1 (km 48,35)	56	38
A 4	Bautzen, Stelle 2 (km 49,55)	56	49
A 14	Dresden	58	37
B 9	Rülzheim	63	55
B 19	Henneberg	67	63
B 28	Reutlingen	67	64
B 29	Schwäbisch Gmünd	69	68
B 62	Biedenkopf	65	59
B 79	Dardesheim	58	58
B 93	Zwickau	63	55
B 107	Großbothen	48	35
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	60	60
B 290	Schwabsberg, Straße	92	64
L 219	Allstedt	69	41
L 1050	Friedrichsruhe	60	48
K 96	Haubern	48	45
K 3032	Oggenhausen	93	92
K 3281	Heubach	73	73
K 8032	Schmiedewalde	61	61
W.iweg	Seelow	55	51
Wi.weg	Rülzheim	63	44

Tabelle 6.1:

Wasseraufnahmevermögen w_A der kalkbehandelten Böden aus dem Planum und der unbehandelten Ausgangsböden

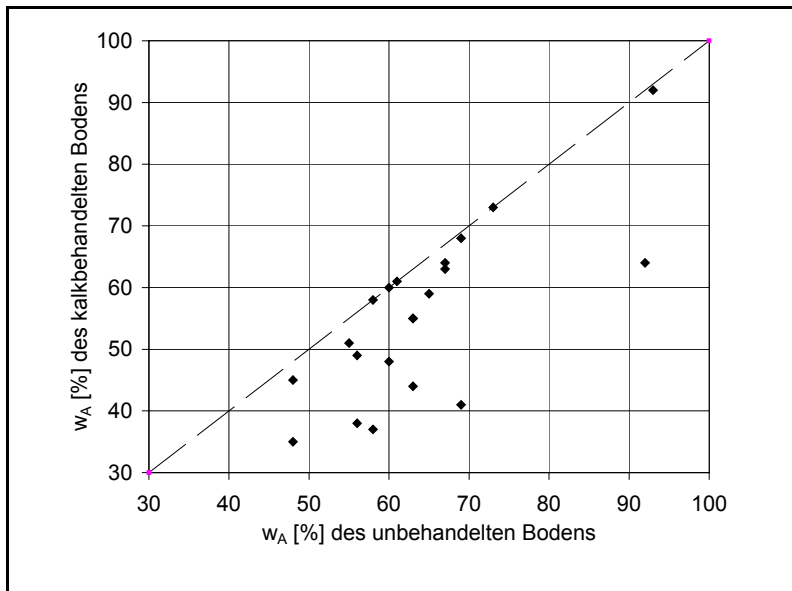


Abbildung 6.6:

Vergleich des Wasseraufnahmevermögens w_A der kalkbehandelten und unbehandelten Böden

Die Wasseraufnahme nach ENSLIN-NEFF und damit die Dicke der Hydrathüllen wurde im Allgemeinen durch die Kalkbehandlung verringert, wenn die Kalkzugabemenge nicht zu gering war. Dies ist auf die vergleichsweise schwach hydratisierten Calcium-Ionen zurückzuführen. Aber auch bei einigen Bodenverbesserungen, bei denen die Kalkzugabemenge mehr als 2,5 M.-% betrug, war keine bzw. kaum eine Änderung des Wasseraufnahmevermögens eingetreten. Möglicherweise war bei diesen Böden die Reduktion im Vergleich zum Gesamtwert zu gering, oder sie wurde durch die Bildung einer innerkristallin quellfähigeren Struktur kompensiert. Bei dem Wirtschaftsweg bei Seelow wurde ein Mutterboden mit Kalk behandelt. Hier haben die Huminstoffe einen Großteil der Ca-Ionen adsorbiert, so dass die Tonminerale kaum mit Kalk in Kontakt kamen.

Wie bereits DÜCKER (1948) ermittelt hat, besteht ein Zusammenhang zwischen dem Wasseraufnahmevermögen und der Frosthebungseigenschaft eines Tonbodens. Das Wasseraufnahmevermögen ist ein Indikator für die Anziehungskraft und Bindungsstärke des Minerals und die Mobilität der Wasserhüllen. Ein Boden, der vorwiegend aus dem Tonmineral Montmorillonit besteht, hebt sich bei Frost deshalb weniger als bei dem Tonmineral Kaolinit. BRANDL (1966, 1976, 1977, 1978) und WAIBEL (1975) wiesen darauf hin, dass bei einem Boden, der ein Wasserbindevermögen von über 200 % besitzt, keine merklichen Frosthebungen, wohl aber sehr geringe Tragfähigkeiten nach dem Auftauen eintreten werden. Bei einem Boden mit einem ENSLIN-Wert von maximal 45 % ist immer eine mehr oder minder starke, vom Anteil < 0,02 mm abhängige Frosthebung zu erwarten. Über den Bereich zwischen 45 und 200 % könne mit Hilfe des Enslin-Wertes keine Aussage über die Höhe der Frosthebungen von Böden getroffen werden. Hier sei die Bestimmung des Mineralbestandes

des Kornanteiles $< 0,02$ mm anhand von röntgenografischen Untersuchungen oder Differential-Thermo-Analysen erforderlich.

Bei allen untersuchten Boden-Kalk-Gemischen lagen die ENSLIN-Werte unter 200 %, so dass bei allen Proben Frosthebungen zu erwarten sind. ENSLIN-Werte von weniger als 45 % besaßen die Boden-Kalk-Gemische der A 4 bei Bautzen, der A 14 bei Dresden, der B 105 bei Großbothen, der L 219 bei Allstedt und des Wirtschaftsweges nahe der B 9 bei Rülzheim. Hier sind folglich geringere Frosthebungen zu erwarten.

6.4 Zustandsgrenzen (nach DIN 18 122-1) der Bodenverbesserungen im Vergleich zu den unbehandelten Ausgangsböden

Die Zustandsgrenzen werden durch die Kalkzugabe verändert (FREY, BUCHER, NIES 1963, JESSBERGER 1967, HIRT 1969, BHASIN, DHAWAN, MEHTA 1978, BALOGUN 1984). Das Ausmaß der Veränderung ist abhängig vom Erdstoff, von der Kalkzugabemenge und der Reaktionszeit. Der Wassergehalt an der Ausrollgrenze w_p steigt im Allgemeinen bei allen Böden durch Kalkzugabe. Der Wassergehalt an der Fließgrenze w_L verändert sich bei Kalkzugabe in Abhängigkeit von der Bodenart unterschiedlich, da hier die chemische Wechselwirkung zwischen Tonmineralen und Kalk zum Tragen kommt. Wird Kalk in den feuchten Boden eingemischt, verringern sich die bei feinkörnigen Böden zahlreich vorhandenen Hydrathüllen, da Ca-Ionen nur schwach hydratisiert sind, und weniger Wasser wird an der Oberfläche gebunden (d. h. w_L nimmt ab). Bei einer nun erfolgenden Annäherung überwiegen die Bindekräfte den Abstoßungskräften und die Teilchen koagulieren. Es bilden sich neue porösere Strukturen, die in der Lage sind, mehr Wasser ein- und anzulagern (d. h. w_L nimmt zu). Bei intrakristallin quellfähigen Tonmineralen (z. B. Montmorillonit) verringert sich durch den Ionenaustausch von Ca- gegen Na-Ionen die intrakristalline Wasseraufnahme (w_L nimmt ab).

Die Schweizer Norm SN 640 503 a gibt eine Faustregel: Bei Böden mit hoher Plastizitätszahl ($I_p > 15$ %) verringert sich die Fließgrenze mit steigender Kalkzugabemenge, bei Böden mit kleiner bis mittlerer Plastizität ($I_p < 15$ %) erhöht sie sich.

Die Wassergehalte an den Fließ- und Ausrollgrenzen sowie die Plastizitätszahlen der kalkbehandelten und unbehandelten Böden der Untersuchungsstrecken sind in Tabelle 6.2 aufgelistet. Die Veränderung der Konsistenzgrenzen durch die Kalkbehandlung wird in Abbildung 6.7 verdeutlicht. Die Versuche an den ausgeführten Bodenverbesserungen bestätigen die bekannten Eigenschaften. Die Ausrollgrenze w_p war bei den kalkbehandelten Böden meist höher als bei den unbehandelten Ausgangsböden. Der Wassergehalt an der Fließ-

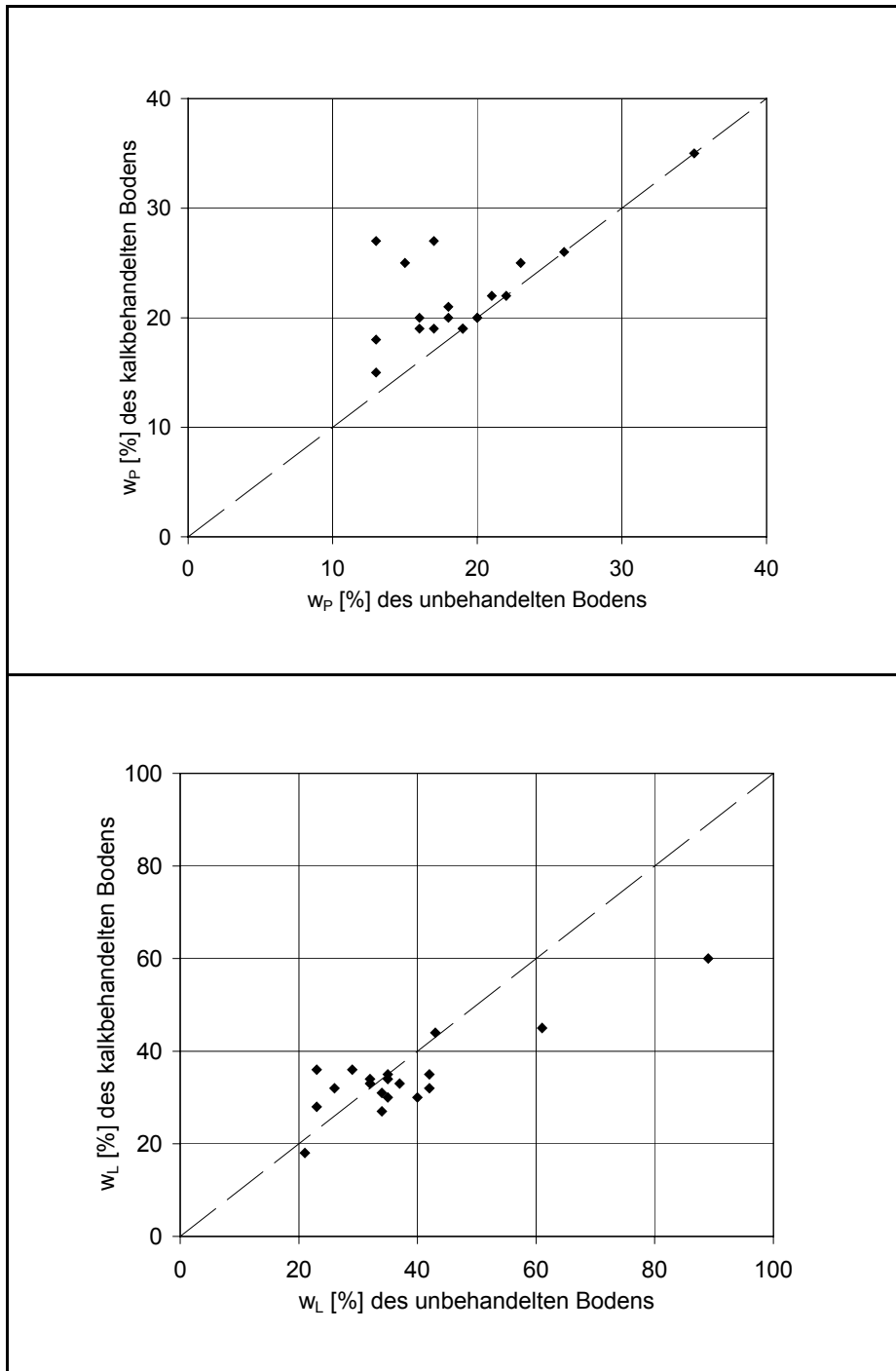
grenze verhielt sich unterschiedlich. Bei den Lößlehmen von Bautzen, Dresden und Schmiedewalde, die eine Plastizitätszahl von $I_p < 15 \%$ besaßen, wurde durch die Kalkbehandlung der Wassergehalt an der Fließgrenze erhöht. Bei den übrigen Böden, die eine Plastizitätszahl von $I_p \geq 15 \%$ besaßen, sind die Wassergehalte an der Fließgrenze durch eine Kalkbehandlung geringer geworden oder nahezu konstant geblieben. Eine deutliche Abnahme von w_L durch Kalkzugabe erfuhren die ausgeprägt plastischen Tone der K 3032 bei Oggenhausen und der B 290 bei Schwabsberg. Kaum eine Änderung des Wassergehaltes an der Fließgrenze zeigten solche Böden, die mit einer Kalkzugabemenge von weniger als 2 M.-% behandelt wurden. An der Strecke L 219 bei Allstedt wurde ein hydraulischer Kalk verwendet, der nicht zu einer Veränderung von w_L führte. Dass bei der Bodenverbesserung des Wirtschaftsweges bei Seelow keine Veränderung der Fließgrenze festzustellen war, ist auf die Adsorptionsfähigkeit der Huminstoffe zurückzuführen.

Straßen-Nr.	Strecke	Konsistenzgrenzen der unbehandelten Ausgangsböden			Konsistenzgrenzen der kalkbehandelten Böden aus dem Planum		
		w_L [%]	w_P [%]	I_p [%]	w_L [%]	w_P [%]	I_p [%]
A 4	Bautzen, Stelle 1 (km 48,35)	23	13	10	28	18	10
A 4	Bautzen, Stelle 2 (km 49,55)	23	13	10	36	27	9
A 14	Dresden	26	15	11	32	25	7
A 93	Marktrechwitz	34	27	7	n.m.	n.m.	n.m.
B 9	Rülzheim	40	20	20	30	20	10
B 19	Henneberg	35	20	15	30	20	10
B 28	Reutlingen	43	23	20	44	25	19
B 29	Schwäbisch Gmünd	42	17	25	35	19	16
B 62	Biedenkopf	34	19	15	27	19	8
B 79	Dardesheim	34	19	15	31	19	12
B 93	Zwickau	42	18	24	32	21	11
B 107	Großbothen	21	13	8	18	15	3
B 290	Schwabsberg, Parkplatz	32	16	16	34	19	15
B 290	Schwabsberg, Straße	61	26	34	45	26	20
L 219	Allstedt *)	35	18	17	34	20	14
L 712n	Leopoldshöhe	n.m.	n.m.	n.m.	15	14	1
L 968/3	Heipke	-	-	-	27	17	10
L 1050	Friedrichsruhe	35	22	13	35	22	13
K 96	Haubern	32	16	16	33	20	13
K 3032	Oggenhausen	89	35	54	60	35	25
K 3281	Heubach, Stelle 1	-	-	-	39	22	17
K 8032	Schmiedewalde	29	17	12	36	27	9
Wiweg	Seelow	37	21	16	33	22	11
Wiweg	Rülzheim	40	21	19	n.m.	n.m.	n.m.

*) Bodenbehandlung mit hydraulischem Kalk, n.m. = Bestimmung nicht möglich, zu geringe Plastizität

Tabelle 6.2:

Konsistenzgrenzen der kalkbehandelten Böden aus dem Planum und der unbehandelten Ausgangsböden

**Abbildung 6.7:**

Vergleich der Konsistenzgrenzen der kalkbehandelten und unbehandelten Böden

Da sowohl die Tragfähigkeit als auch die Änderung der Fließgrenze von der Kalkzugabemenge abhängig sind, ist bei den Bodenverbesserungen, die eine höhere Tragfähigkeit besaßen, tendenziell auch eine größere Änderung von w_L gemessen worden.

6.5 Wasserlagerungsversuche

6.5.1 Vorbereitung und Durchführung der Wasserlagerungsversuche

Bei dem zunächst durchgeführten Wasserlagerungsversuch wurden die Proben auf einem Kiesbett stehend unter Wasser gelagert und ihre Stabilität bewertet. Die unbehandelten Böden besaßen keine Stabilität bei Lagerung unter Wasser. Die Stabilität der kalkbehandelten Proben war unterschiedlich. Beispielsweise zerfielen die Proben aus dem kalkbehandelten Planum des Wirtschaftsweges bei Seelow bei der Wasserlagerung. Eine sehr gute Stabilität hingegen besaßen die Proben aus dem Planum der A 14 (Dresden-Leipzig); die einaxialen Druckfestigkeiten nach Wasserlagerung betrugen $q_{uw} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ bis $0,9 \text{ N/mm}^2$ bei einem Wassergehalt von $w = 17$ bis 22 M.-% . Da bei dieser Versuchsmethode die Wasseraufnahmemenge sowie das Quellverhalten nicht bzw. nur unpräzise erfasst werden können, wurde eine andere Variante eines Wasserlagerungsversuches durchgeführt.

Für diesen Versuch wurde ein spezieller Probenrahmen entwickelt. Er ermöglichte es, die Wasseraufnahme, die Quellung und die Festigkeitsveränderungen quantitativ zu messen. Der Probenrahmen bestand aus einer gelochten Grundplatte, durch die die Probe von unten Wasser aufnehmen konnte, und einem Verlängerungsaufsatz, dessen Innendurchmesser dem Außendurchmesser der Probe entsprach. Der Verlängerungsaufsatz wurde auf den Zylinder gesetzt, der die Probe umgab, und über drei Gewindestangen mit der Bodenplatte verbunden. Eine Formänderung der Probe war dadurch nur in eine Richtung möglich. Für den Wasserlagerungsversuch wurde die Probe mit einem Filterpapier und einer gelochten Belastungsscheibe (Gewicht: 2 kg) abgedeckt. Die so präparierte Probe (Abbildung 6.8) wurde in einem Tauchbecken mit konstantem Wasserstand vollkommen unter Wasser gelagert. Eine Wasseraufnahme war sowohl über die Probenoberseite als auch über die Probenunterseite möglich. Während der viertägigen Wasserlagerung wurde die Probe in zeitlichen Abständen gewogen und ihre Höhe bestimmt. Die Probenhöhe wurde an drei auf der Belastungsscheibe markierten Punkten mittels einer an einem Stativ befestigten Messuhr (Anzeigegenauigkeit $1/100 \text{ mm}$) gemessen. Aus den drei Messwerten wurde die mittlere Probenhöhe errechnet.

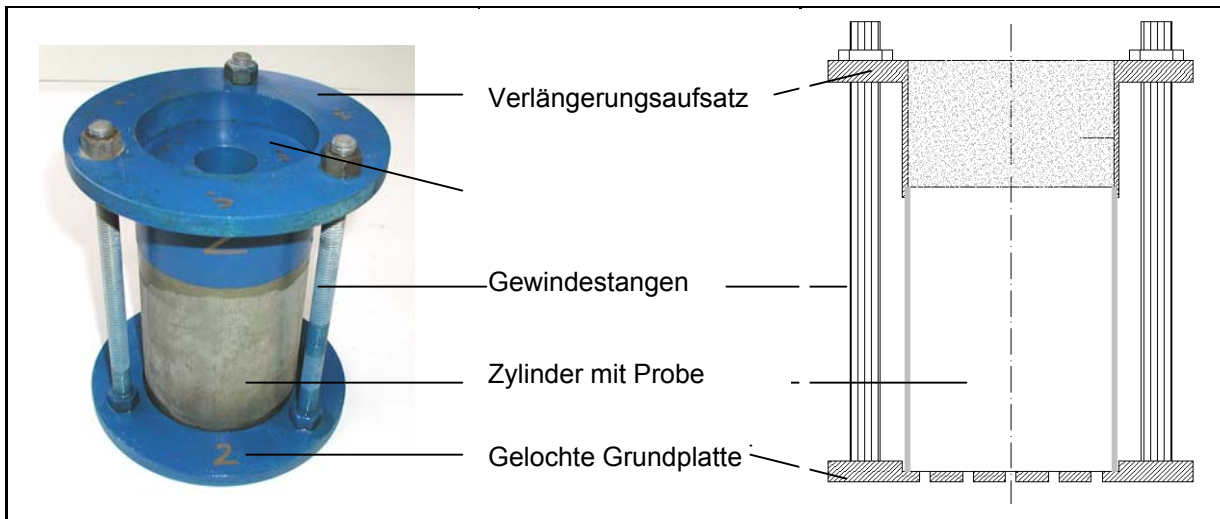


Abbildung 6.8:
Probenrahmen

Die Wasserlagerungsversuche wurden sowohl an kalkbehandelten als auch an unbehandelten Böden durchgeführt. Aus den unbehandelten Böden, die im gestörten Zustand vorlagen, wurden Proctorkörper hergestellt. Es wurde als Verdichtungswassergehalt der optimale Wassergehalt (w_{Pr}), der im Proctorversuch ermittelt wurde, gewählt. Zusätzlich wurden weitere Probekörper hergestellt, bei denen der Verdichtungswassergehalt sowohl über als auch unterhalb des optimalen Wassergehaltes lag. Durch die Variation der Wassergehalte sollte der Einfluss auf die Wasseraufnahme, Quellung und Stabilität ermittelt werden. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit nach der Wasserlagerungsphase erfolgte der modifizierte CBR-Versuch. Der dabei ermittelte CBR-Wert wird nachfolgend als modifizierter CBR_W -Wert bezeichnet.

6.5.2 Wasseraufnahme bei Wasserlagerung

Die Wasseraufnahme wurde anhand der Zunahme des Wassergehaltes (Δw) und der Zunahme des Sättigungsgrades (ΔS_r) erfasst. Des Weiteren wurde die Hebung durch Quellen bestimmt. In Tabelle 6.3 sind die Ergebnisse der Wasserlagerungsversuche der im Labor hergestellten Proben aus unbehandelten Böden aufgeführt. Zur Beschreibung der Proben beim Einbau dienten die Trockendichte ρ_d , der Wassergehalt w , der auf den Proctorwassergehalt bezogene Wassergehalt W_{Pr} ($w/w_{Pr} \cdot 100 \%$) und der Sättigungsgrad S_r .

Neben den bindigen Ausgangsböden der Untersuchungsstrecken wurden zu Vergleichszwecken ausgewählte Böden anderer Bodengruppen in die Versuche einbezogen. Hierzu gehörten Sandböden der Bodengruppen SE, SU, ST, ST* und Tonböden der Bodengruppen TL/UL, TM, TA.

Probenbezeichnung (Laborproben)	Boden- gruppe	w _{Pr} [%]	vor Wasserlagerung			nach Wasserlagerung		ΔSr [-]	Wasser- auf- nahme Δw [%]	Hebung durch Quellen [%] *)
			ρ _d [g/cm³]	w [%] (W _{Pr} [%])	S _r [-]	w [%]	S _r [-]			
A 4, Bautzen	TL/UL	12,4	1,867 1,815	12,4 (100) 15,1 (122)	0,72 0,81	14,6 15,8	0,79 0,85	0,07 0,04	2,2 0,7	2,5 0
A 93, Marktredwitz	SU*	18,0	1,692 1,694	18,6 (103) 21,7 (121)	0,82 0,96	21,0 22,1	0,92 0,97	0,10 0,01	2,4 0,4	0,2 0
B 13, B 470, Ottenhofen	TL	17,0	1,722 1,624 1,624	15,9 (94) 17,0 (100) 19,4 (114)	0,73 0,67 0,77	18,9 22,3 22,8	0,87 0,85 0,90	0,14 0,18 0,13	3,0 5,3	0,1 1,7 0,1
B 19, Henneberg	TL	15,8	1,766 1,670	15,8 (100) 22,8 (144)	0,78 0,97	17,8 22,6	0,86 0,97	0,08 0	2,0 -0,2	1,1 -0,1
B 28, Reutlingen	TM	20,3	1,539	20,3 (100)	0,72	24,8	0,87	0,15	4,5	0,2
B 29, Schwäbisch Gmünd	TM	13,4	1,592 1,570 1,573	13,4 (100) 14,1 (105) 14,3 (107)	0,52 0,51 0,53	20,2 22,0 19,5	0,74 0,80 0,71	0,22 0,29 0,18	6,8 7,9 5,2	1,6 0,2 0,2
B 45, Mauer	TL	16,0	1,703 1,699 1,741 1,646	16,6 (104) 17,4 (109) 17,6 (110) 21,6 (135)	0,74 0,77 0,84 0,88	18,9 19,1 18,1 21,5	0,84 0,85 0,85 0,88	0,10 0,08 0,01 0	2,3 1,7 0,5 -0,1	0,4 0,0 0,2 0,1
B 62, Biedenkopf	TL	15,0	1,750 1,691	15,0 (100) 18,2 (121)	0,73 0,80	21,1 20,9	0,98 0,91	0,25 0,11	6,1 2,7	1,6 0,1
B 79, Dardesheim	OU	18,0	1,585 1,547 1,688 1,599	16,7 (93) 17,8 (99) 18,0 (100) 18,7 (104)	0,62 0,63 0,75 0,72	20,7 23,1 20,3 28,0	0,76 0,81 0,82 1,0	0,14 0,18 0,07 0,28	4,0 5,3 2,3 9,3	0,7 0,1 0,1 0
B 93, Zwickau	TM	16,5	1,680 1,775 1,779	16,5 (100) 17,3 (105) 18,0 (109)	0,73 0,87 0,91	18,9 17,7 18,3	0,83 0,92 0,92	0,10 0,05 0,01	2,4 0,4 0,3	0,1 0 0
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	TL	15,0	1,756 1,706 1,782	15,0 (100) 15,5 (103) 16,9 (127)	0,76 0,70 0,85	17,9 18,7 17,8	0,89 0,84 0,90	0,13 0,14 0,05	2,9 3,2 0,9	0,7 0,1 0
B 290, Schwabsberg, Straße	TA	28,0	1,295 1,334	27,0 (96) 30,0 (107)	0,66 0,78	32,3 36,7	0,79 0,95	0,13 0,17	5,3 6,7	0,3 0,4
L 219, Allstedt	TL	17,0	1,713 1,653 1,660 1,656 1,551	17,0 (100) 17,4 (102) 18,0 (106) 20,5 (121) 25,4 (149)	0,79 0,72 0,75 0,90 0,90	18,1 19,9 18,6 21,0 25,2	0,83 0,82 0,76 0,87 0,89	0,04 0,10 0,01 0,02 -0,01	1,1 2,5 0,6 0,5 -0,2	0,3 0,0 1,2 0,2 0,1
L 712 n, Leopoldshöhe	SU*/SE	10,6	1,932 1,937 1,947	10,6 (100) 10,8 (102) 12,4 (117)	0,69 0,71 0,89	11,5 11,5 12,5	0,74 0,75 0,90	0,05 0,04 0,01	0,9 0,7 0,1	0 0 -0,3
K 96, Haubern	TL	14,9	1,566 1,632 1,692	14,9 (100) 14,9 (100) 21,4 (144)	0,54 0,57 0,97	21,4 21,2 21,3	0,77 0,82 0,96	0,23 0,25 -0,01	6,5 6,3 -0,1	0,1 0,1 0
K 3032, Oggenhausen	TA	34,5	1,154	36,5 (106)	0,73	41,4	0,82	0,09	4,9	0,1
K 8032, Schmiedewalde	TL	15,0	1,744 1,753	14,0 (93) 15,0 (100)	0,67 0,72	17,7 17,8	0,84 0,84	0,17 0,12	3,7 2,8	0,1 0,5
Ravensburg	TL	13,5	1,690 1,817 1,737	14,0 (104) 16,5 (122) 18,5 (137)	0,61 0,87 0,87	18,4 17,3 18,8	0,80 0,90 0,89	0,19 0,03 0,02	4,4 0,8 0,3	0,1 0,5 0,1
Seelow	OH	18,0	1,591 1,607 1,445 1,634	13,8 (78) 16,9 (94) 18,0 (100) 18,9 (105)	0,53 0,65 0,55 0,76	20,2 21,4 29,6 21,2	0,74 0,83 0,90 0,83	0,21 0,18 0,35 0,07	6,4 4,5 11,6 2,3	2,1 0,1 0,2 0,1
Döbeln	ST	8,7	2,094 1,996	8,7 (100) 11,4 (131)	0,86 0,89	8,9 11,0	0,87 0,87	0,01 -0,02	0,2 -0,4	0,3 -0,2
Sandlöß	ST*	10,5	1,932 1,806	12,2 (116) 16,7 (159)	0,79 0,88	12,4 16,8	0,80 0,90	0,01 0,02	0,2 0,1	0,3 0
Sand „SP 15“	SE	-	1,901	10,0	0,67	10,8	0,71	0,04	0,8	0,7
Sand „SP 8“	SE	-	1,699	15,0	0,63	15,6	0,66	0,03	0,6	0
Sand „Dalby“	SU/ST	-	1,919	10,0	0,70	10,7	0,74	0,04	0,7	0
Lößlehm „Uhyst“	TL/UL	12,0	1,885 1,853	12,0 (100) 13,5 (113)	0,74 0,76	12,9 15,0	0,79 0,85	0,05 0,09	0,9 1,5	0,2 0,04
Flaschenton – Tagebau Welzow	TM/TA	19,0	1,679 1,554	20,3 (107) 25,0 (132)	0,85 0,87	21,6 25,1	0,88 0,87	0,03 0	1,3 0,1	1,4 0,1
Ton „Buchwäldchen“	TA	21,0	1,567 1,557 1,545	24,6 (117) 25,0 (119) 26,2 (125)	0,88 0,88 0,90	26,0 26,0 27,5	0,90 0,88 0,91	0,02 0 0,01	1,4 1,0 1,3	1,6 1,4 2,0

*) bezogen auf Ausgangsprobenhöhe

Tabelle 6.3:

Ergebnisse der Wasserlagerungsversuche an Laborproben aus unbehandelten Böden

Wird die Wasseraufnahme in Abhängigkeit vom bezogenen Proctorwassergehalt ($W_{Pr} = w/w_{Pr} \cdot 100 \%$) für die unbehandelten Böden grafisch dargestellt, wird deutlich, dass bei Einbauwassergehalten ab dem optimalen Proctorwassergehalt ($W_{Pr} = 100 \%$) die Wasseraufnahme mit steigendem Einbauwassergehalt geringer wird (Abbildung 6.9). Bei zu hohen Einbauwassergehalten konsolidieren die Proben und geben Wasser ab.

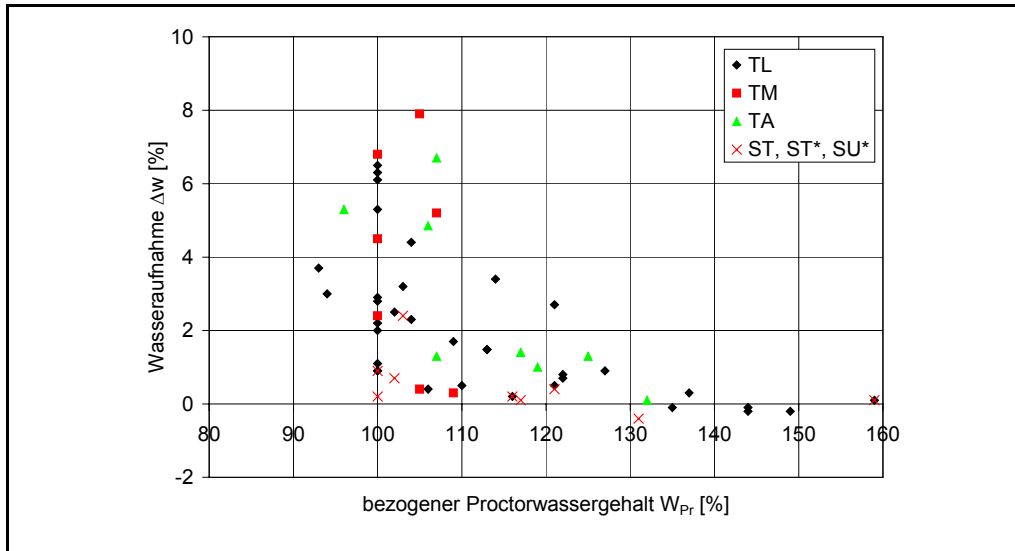


Abbildung 6.9:

Wasseraufnahme nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom bezogenen Proctorwassergehalt von unbehandelten Böden

Ursache der Wasseraufnahme ist das Potentialgefälle innerhalb der Probe. Besitzt die Probe einen hohen Einbauwassergehalt, ist das Potentialgefälle und somit die Sogwirkung kleiner als bei einem geringen Einbauwassergehalt. Die Potentialdifferenz ist entsprechend dem Gesetz von DARCY der Auslöser für die Wasserwanderung. Die transportierte Wassermenge wird von der Leitfähigkeit des Bodens bestimmt. Diese wiederum ist im ungesättigten Zustand vorwiegend von der Gebundenheit der Hydrathüllen und im gesättigten Zustand von der Porengröße abhängig.

In Abbildung 6.10 wird die Wasseraufnahme in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad der Probe vor der Wasserlagerung dargestellt. Mit abnehmendem Sättigungsgrad stieg die Wasseraufnahme. Bei dieser Art der Darstellung wird die unterschiedliche Wasseraufnahme von Sandböden und Tonböden besser deutlich als in Abbildung 6.9. Die Sandböden nahmen im Vergleich zu den Tonböden kaum Wasser auf, und auch bei sinkendem Sättigungsgrad stieg die Wasseraufnahme kaum an.

Das Wasseraufnahmevermögen, das nach vier Tagen Wasserlagerung an den unbehandelten Böden gemessen wurde, gewinnt jedoch erst durch den Vergleich mit kalkbehandelten Böden an Aussage.

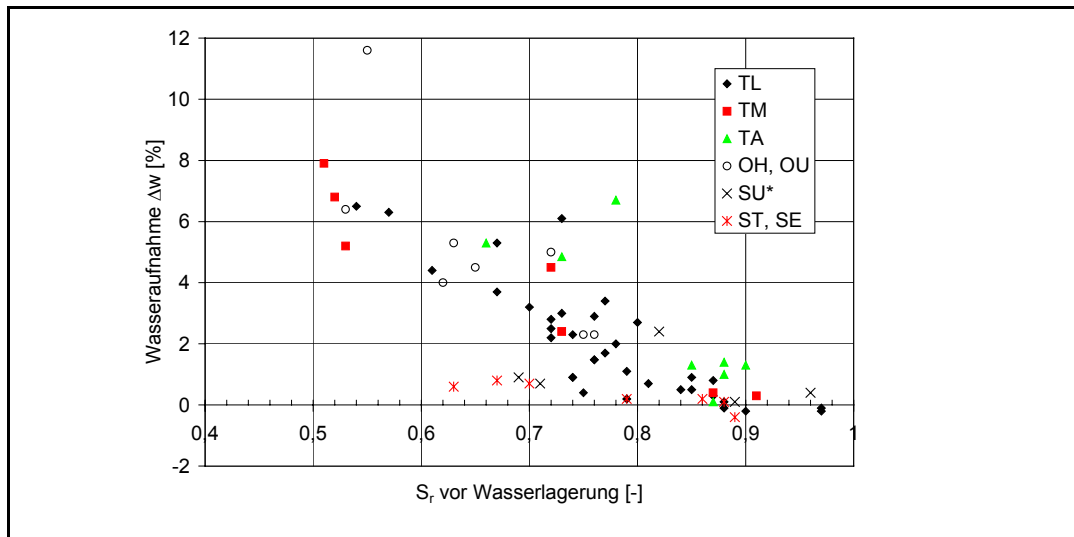


Abbildung 6.10:

Wasseraufnahme nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von unbehandelten Böden

In Tabelle 6.4 werden die Ergebnisse der Wasserlagerungsversuche an Proben aus dem Planum dargestellt.

Probebezeichnung (Proben aus Planum)	vor Wasserlagerung			nach Wasserlagerung		ΔSr [-]	Wasser- aufnahme Δw [%]	Hebung durch Quellen [%] *)
	ρ _d [g/cm³]	w [%]	S _r [-]	w [%]	S _r [-]			
aus behandeltem Planum								
A 4, Bautzen, 1 (km 48,35)	1,812	14,7	0,78		0,82	0,04	0,7	0
A 4, Bautzen, 1 (km 48,35)	1,816	15,0	0,80	16,6		0,10	1,6	0
A 4, Bautzen, 2 (km 49,55)	1,628	17,4	0,69	19,5	0,78	0,09	2,1	0
A 4, Bautzen, 2 (km 49,55)	1,812	15,0	0,80	16,3	0,87	0,07	1,3	0
A 4, Bautzen, 2 (km 49,55)	1,756	18,0	0,87	19,3	0,94	0,07	1,3	0
A 93, Marktredwitz, K1	1,867	14,0	0,81	15,7	0,91	0,10	1,7	0,2
A 93, Marktredwitz, K2	1,871	13,8	0,81	16,1	0,91	0,10	2,3	0,1
A 93, Marktredwitz, K3	1,790	15,6	0,80		0,92	0,12	2,3	0
B 19, Henneberg	1,768	15,4	0,76		0,78	0,02	0,4	0
B 29, Schwäbisch Gmünd	1,745	17,9	0,88	18,9	0,93	0,05	1,0	0,1
B 62, Biedenkopf	1,813	15,9	0,85	17,3	0,92	0,07	1,4	0
B 79, Dardesheim	1,655	16,4	0,68	18,4	0,76	0,08	2,0	0,2
B 93, Zwickau	1,797	17,7	0,89	18,1	0,91	0,02	0,4	0
B 107, Großbothen	1,760	11,3	0,58	13,5	0,70	0,12	2,2	0
B 290, Schwabsberg, Parkpl.	1,759	17,9	0,87	19,5	0,95	0,08	1,6	0,1
B 290, Schwabsberg, Parkpl.	1,807	17,2	0,91	19,0	0,97	0,06	1,8	0,1
B 290, Schwabsberg, Straße	1,723	19,0	0,88	19,7	0,91	0,03	0,7	0
L 219, Allstedt	1,427	19,0	0,56	20,2	0,59	0,03	1,2	0
K 96, Haubern	1,400	30,0	0,86	30,9	0,88	0,02	0,9	0
K 3281, Heubach, Stelle 1	1,535	27,1	0,92	28,2	0,96	0,04	1,1	0
K 8032, Schmiedewalde	1,748	18,5	0,89	18,7	0,90	0,02	0,2	0
K 8032, Schmiedewalde	1,728	18,0	0,84	18,3	0,85	0,01	0,3	0
Seelow	1,633	12,9	0,69	17,6	0,72	0,03	4,7	0,3
aus unbehandeltem Planum								
B 13, Ottenhofen	1,692	20,5	0,90	20,9	0,92	0,02	0,4	0,1
B 45, Mauer	1,800	16,5	0,87	17,1	0,94	0,07	0,6	0
B 470, Ottenhofen	1,824	16,8	0,91	17,5	0,95	0,04	0,7	0,8
L 712 n, Leopoldshöhe	1,949	12,9	0,92	13,4	0,94	0,02	0,5	0,4
K 3281, Heubach, Stelle 2	1,574	26,3	0,95	27,8	0,99	0,05	1,5	0,4
Ravensburg	1,810	17,4	0,90	18,1	0,95	0,05	0,7	-0,2

*) bezogen auf Ausgangsprobenhöhe

Tabelle 6.4:

Ergebnisse der Wasserlagerungsversuche an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen

Auffällig ist, dass die unbehandelten Böden, die den Planumsbereichen entnommen wurden, einen vergleichsweise hohen Sättigungsgrad von etwa 0,9 besaßen. Die Sättigungsgrade der Bodenverbesserungen waren meist geringer als 0,85, falls die Kalkzugabemengen mehr als 1,5 M.-% betrugen.

In Abbildung 6.11 wird die Wasseraufnahme von behandelten und unbehandelten Böden unter Berücksichtigung des Sättigungsgrades miteinander verglichen.

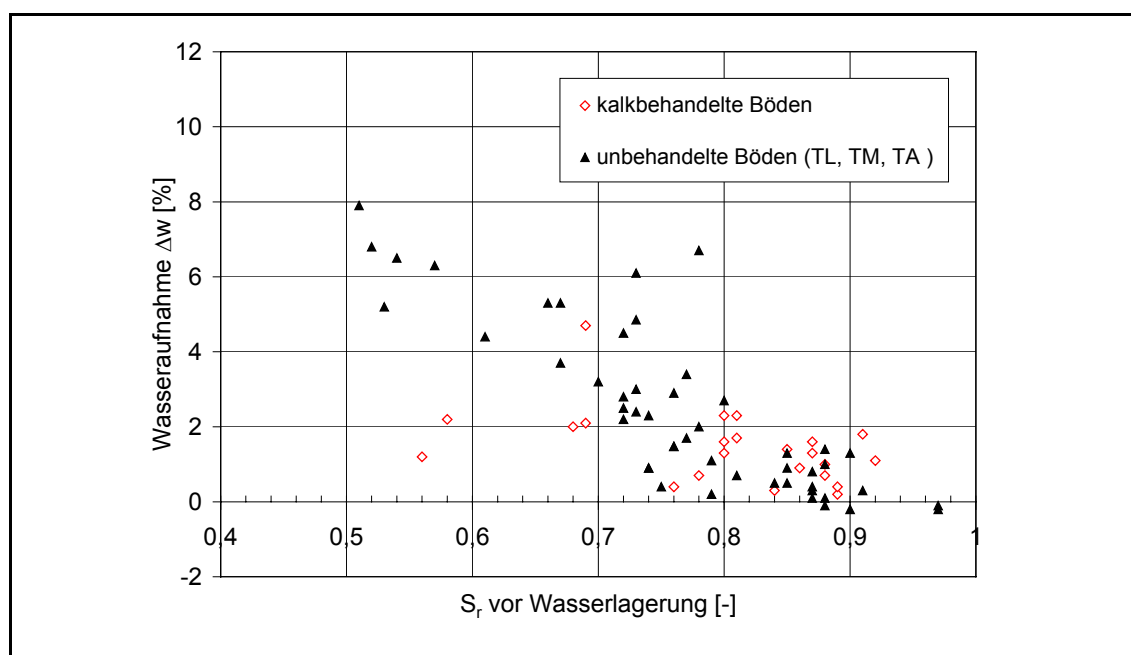


Abbildung 6.11:

Wasseraufnahme nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von kalkbehandelten und unbehandelten Böden

Die Wasseraufnahme der kalkbehandelten Böden war teilweise geringer als bei den unbehandelten Ausgangsböden. Da bei den Proben aus dem Planum die Kalkzugabemengen, die Ausgangsböden, die Verdichtungsgrade etc. variieren, wird die Wasseraufnahme für die einzelnen Proben separat betrachtet.

- Eine vergleichsweise hohe Wasseraufnahme besaßen beispielsweise die Proben aus dem kalkbehandelten Planum der K 3281 bei Heubach und des Parkplatzes an der B 290 bei Schwabsberg. Hier wurden nur geringe Kalkzugabemengen von weniger als 1,5 M.-% verwendet.
- Eine vergleichsweise starke Wasseraufnahme zeigte auch die Probe aus dem mit 3,5 M.-% Kalk behandelten Planum des Wirtschaftsweges bei Seelow. Bereits der unbehandelte organische Ausgangsboden (Mutterboden) nahm verhältnismäßig viel Wasser auf.
- Bei den Proben aus dem Planum der Rastplatzzufahrt (K1, K2, K3) und der B 62 bei Biedenkopf wurde die Wasseraufnahme vermutlich dadurch erhöht, dass Steine im Planum bei der Probenahme Hohlräume im Ausstechzylinder geschaffen haben.

- Vergleichsweise wenig Wasser nahmen die Proben aus dem Planum der L 219 bei Allstedt, der B 107 bei Großbothen, der B 79 bei Dardesheim, der B 19 bei Henneberg und der A 4 bei Bautzen auf. Die Proben der L 219, B 107 und A 4 zeigten auch beim ENSLIN-Versuch geringe Wasseraufnahmen von $w_A < 45 \%$.

Fazit:

Die Verbesserung des Bodens mit Kalk verändert die nach vier Tagen aufgenommene Wassermenge nicht signifikant.

6.5.3 Hebung durch Quellen bei Wasserlagerung

Zusätzlich zur Wasseraufnahme wurde im Wasserlagerungsversuch die Raumbeständigkeit ermittelt. Die Versuchsergebnisse im Einzelnen sind in den Tabellen 6.3 und 6.4 sowie im direkten Vergleich in Tabelle 6.5 aufgeführt. Die Abbildung 6.12 zeigt die grafische Darstellung der Hebung durch Quellen nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von den behandelten und unbehandelten Böden.

Probebezeichnung	Laborproben aus unbehandeltem Boden			Proben aus kalkbehandeltem Planum		
	S_r [-] vor Wasserlagerung	Wasseraufnahme Δw [%]	Hebung durch Quellen [%] *)	S_r [-] vor Wasserlagerung	Wasseraufnahme Δw [%]	Hebung durch Quellen [%] *)
A 4, Bautzen, 1 (km 48,35)	0,72	2,2	2,5	0,78	0,7	0
A 4, Bautzen, 1 (km 48,35)	0,72	2,2	2,5	0,80	1,6	0
A 4, Bautzen, 2 (km 49,55)	0,72	2,2	2,5	0,69	2,1	0
A 4, Bautzen, 2 (km 49,55)	0,72	2,2	2,5	0,80	1,3	0
A 4, Bautzen, 2 (km 49,55)	0,72	2,2	2,5	0,87	1,3	0
A 93, Marktredwitz, K1	0,82	2,4	9,2	0,81	1,7	0,2
A 93, Marktredwitz, K2	0,82	2,4	9,2	0,81	2,3	0,1
A 93, Marktredwitz, K3	0,82	2,4	9,2	0,80	2,3	0
B 19, Henneberg	0,78	2,0	1,1	0,76	0,4	0
B 29, Schwäbisch Gmünd	0,52	6,8	1,6	0,88	1,0	0,1
B 62, Biedenkopf	0,73	6,1	1,6	0,85	1,4	0
B 79, Dardesheim	0,62	4,0	0,7	0,68	2,0	0,2
B 93, Zwickau	0,73	2,4	0,1	0,89	0,4	0
B 107, Großbothen	0,86	0,2	0,3	0,58	2,2	0
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	0,76	2,9	0,7	0,87	1,6	0,1
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	0,70	3,2	0,1	0,91	1,8	0,1
B 290, Schwabsberg, Straße	0,78	6,7	0,4	0,88	0,7	0
L 219, Allstedt	0,79	1,1	0,3	0,56	1,2	0
K 96, Haubern	0,54	6,5	0,1	0,86	0,9	0
K 3281, Heubach, Stelle 1	0,95	1,5	0,4	0,92	1,1	0
K 8032, Schmiedewalde	0,72	2,8	0,5	0,89	0,2	0
K 8032, Schmiedewalde	0,67	3,7	0,1	0,84	0,3	0
Seelow	0,53	6,4	2,1	0,69	4,7	0,3

*) bezogen auf Ausgangsprobenhöhe

Tabelle 6.5:

Vergleich der Wasseraufnahme und Hebung durch Quellen von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden

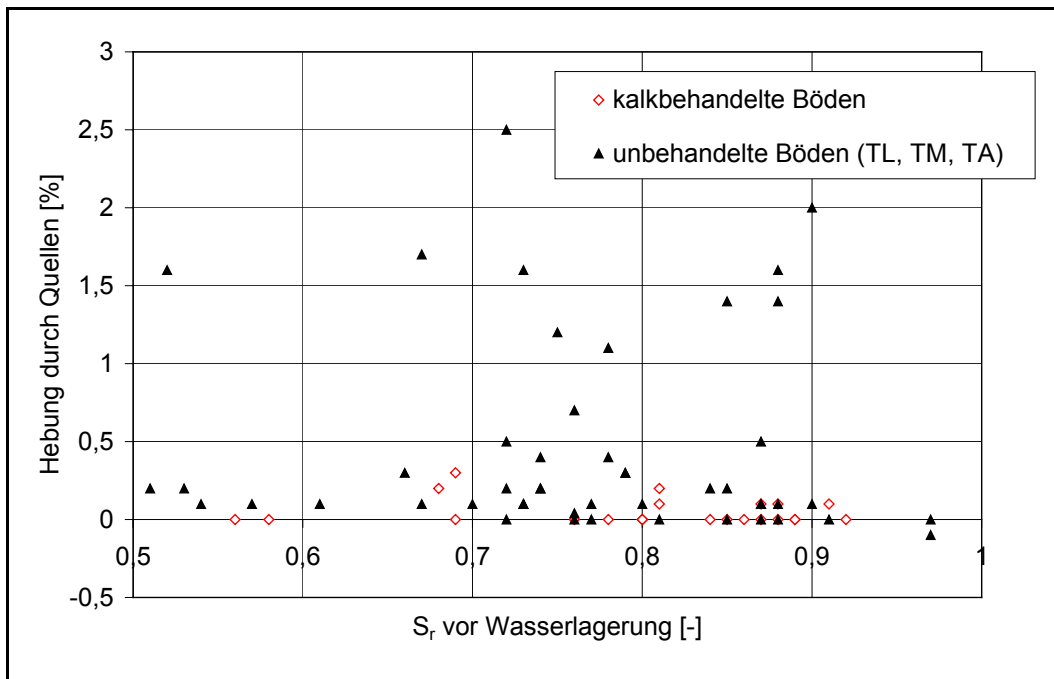


Abbildung 6.12:

Hebung durch Quellen in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von kalkbehandelten und unbehandelten Böden

Die Versuche führten zu folgenden Ergebnissen:

- Die Hebung der unbehandelten Laborproben der Bodengruppen TL, TM und TA lag in der Größenordnung von 0,1 bis maximal 2,5 % der Ausgangsprobenhöhe.
- Keine Hebungen bei Wasserlagerung zeigten die meisten der Bodenverbesserungen. Dies waren die Proben der A 4 (Bautzen), B 19 (Henneberg), B 93 (Zwickau), B 107 (Großbothen), B 290 (Schwabsberg), L 219 (Allstedt), K 96 (Haubern) und K 3281 (Heubach, Stelle 1).
- Die Bodenverbesserungen der B 79 bei Dardesheim, des Wirtschaftsweges bei Seelow, des Parkplatzes an der B 290, K1 und K2 von der Rastplatzzufahrt der A 93 und der B 29 bei Schwäbisch Gmünd hoben sich bei der Wasserlagerung geringfügig (weniger als 0,3 % der Ausgangsprobenhöhe).

Fazit:

Durch die Verbesserung des Bodens mit Kalk wird die Quellneigung deutlich verringert bzw. in den meisten Fällen sogar aufgehoben.

6.5.4 Tragfähigkeit nach Wasserlagerung

Im Anschluss an die Wasserlagerung wurden von ausgewählten Proben der modifizierte CBR_W -Wert bestimmt. Die aus mindestens zwei CBR_W -Werten berechneten arithmetischen Mittelwerte sind in Tabelle 6.6 vergleichend für die unbehandelten und behandelten Proben gegenübergestellt. Die Auflistung erfolgt in der Reihenfolge der Tragfähigkeiten von den Proben aus dem Planum.

Probenbezeichnung (Proben aus Planum)	Laborproben aus unbehandeltem Boden			Proben aus Planum		
	Boden- gruppe	w [M.-%] unter Stempel	mod. CBR_W - Wert [%]	Kalkzugabe- menge [M.-%]	w [M.-%] unter Stempel	mod. CBR_W - Wert [%]
A 4, Bautzen (Stelle 2, km 49,55)	TL/UL	13,5	4,2	4	25,8	39,3
A 4, Bautzen (Stelle 1, km 48,35)	TL/UL	13,5	4,2	3	15,4	22,0
B 29, Schwäbisch Gmünd	TM	23,3	0,6	1,5	21,3	22,0
A 93, Marktredwitz, K2	ST*	20,0	4,8	4	24,2	20,4
A 93, Marktredwitz, K3	ST*	20,0	4,8	6	21,9	20,4
L 712 n, Leopoldshöhe	SU*/SE	11,2	24,5	0	14,2	17,0
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	TL	18,5	3,2	1,5	19,5	13,9
B 107, Großbothen	-	-	-	1,0	15,1	8,8
B 79, Dardesheim	OU	23,3	4,2	1,0	23,5	5,2
Radweg Ravensburg	TL	20,0	1,7	0	19,4	4,4
B 13, Ottenhofen	TL	44,6	2,6	0	24,0	3,2

Tabelle 6.6:

Vergleich der CBR_W -Werte von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden

Die unbehandelten feinkörnigen Böden besaßen modifizierte CBR_W -Werte von bis zu rund 4 %. Bei den Bodenverbesserungen stiegen mit zunehmender Kalkzugabemenge die nach der Wasserlagerung verbleibenden Tragfähigkeiten. Die Proben aus der A 4 bei Bautzen besaßen die größten Tragfähigkeiten der geprüften Bodenverbesserungen. An der A 4 bei Bautzen wurde ein Lößlehm mit 3 bis 4 M.-% Kalk verbessert. Die vergleichsweise hohe Tragfähigkeit zeigt die gute Reaktivität und puzzolane Eigenschaft des Lößlehms. Relativ hohe CBR_W -Werte zeigten auch die Bodenverbesserungen der B 29 bei Schwäbisch Gmünd und des Parkplatzes der B 290, obwohl hier nur geringe Kalkzugabemengen von 1,5 M.-% verwendet wurden. Bei den Proben aus dem Planum der Rastplatzzufahrt an der A 93 waren Steine im Planum enthalten, die einen Beitrag zur hohen verbleibenden Tragfähigkeit dieser Proben lieferten. Bei der Bodenverbesserung aus dem Planum der B 79 bei Dardesheim war die Tragfähigkeit nicht viel höher als bei dem unbehandelten Boden, da der organische Auelehm mit nur 1 M.-% Kalk behandelt wurde.

Fazit:

Durch die Verbesserung des Bodens mit Kalk wächst die nach einer Wasserlagerung verbleibende Tragfähigkeit tendenziell mit der Kalkzugabemenge.

6.6 Frostversuche

6.6.1 Frostversuche entsprechend TP BF-StB Teil B 11.5

Eignungsprüfungen für Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat werden entsprechend TP BF-StB Teil B 11.5 durchgeführt. Hierbei werden im Labor hergestellte Proben nach 7 Tagen Feuchtraumlagerung 12 Frost-Tau-Wechseln unterworfen, wobei die Proben in der Auftauphase die Möglichkeit besitzen, auf einem feuchten Filz lagernd, Wasser aufzunehmen. Im Anschluss an die 12. Auftauphase wird die einaxiale Druckfestigkeit gemessen. Erreicht der Probekörper nach dem Frostversuch eine einaxiale Druckfestigkeit von mehr als $q_u = 0,2 \text{ N/mm}^2$, wird das Boden-Kalk-Gemisch gemäß ZTVE-StB als frostsicher betrachtet und kann als Bodenverfestigung eingesetzt werden.

Zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Bodenverbesserungen wurden Frostversuche entsprechend TP BF-StB Teil B 11.5 durchgeführt. Für die Versuche verwendete Proben stammen aus dem Planum der

- L 1050 bei Friedrichsruhe (1 M.-% Kalkzugabe),
- B 28 bei Reutlingen (1,5 M.-% Kalkzugabe),
- B 9 bei Rülzheim (2 M.-% Kalkzugabe) und
- A 14 (Dresden-Leipzig) bei Mutzschen (6 M.-% Kalkzugabe).

Die Proben aus dem Planum der B 28 bei Reutlingen und der B 9 bei Rülzheim bekamen während der Auftauphase eine derart weiche Konsistenz, dass sie beim Anheben vom feuchten Filz zerfielen und ihre Zylinderdruckfestigkeit q_u im Anschluss an die 12. Auftauphase nicht bestimmt werden konnte.

Die kalkbehandelten Proben der L 1050 bei Friedrichsruhe besaßen selbst ohne Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung nur eine geringe Festigkeit (Abbildung 6.13). Durch Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung wurde die Festigkeit noch verringert. Die Proben aus dem kalkbehandelten Planum der L 1050 besaßen nach dem Frostversuch eine einaxiale Druckfestigkeit von weit weniger als $q_u = 0,2 \text{ N/mm}^2$ und sind folglich gemäß dem Kriterium der ZTVE-StB als nicht frostsicher zu bewerten.

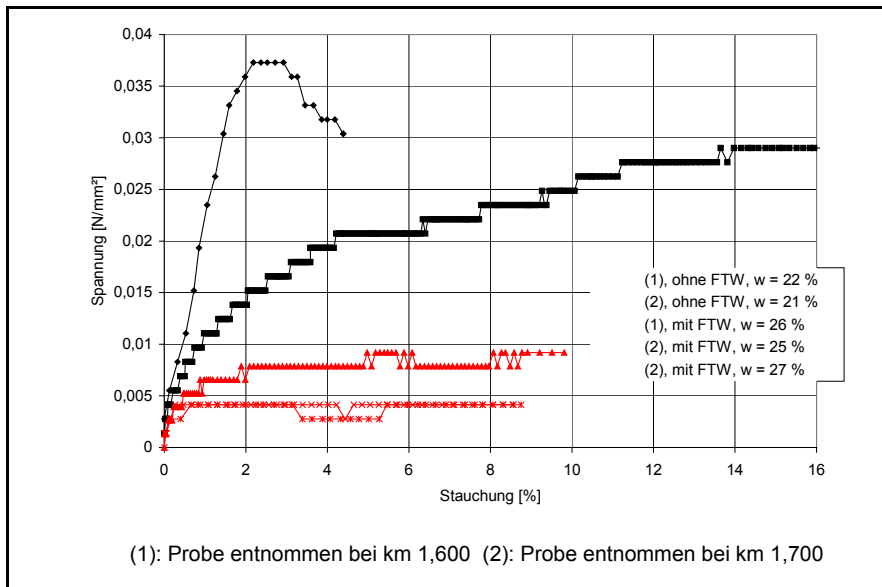


Abbildung 6.13:

Einaxialer Druckversuch nach Frostversuch gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 an Proben aus dem Planum der L 1050 bei Friedrichsruhe

Die Spannungs-Verformungslinien der Druckversuche an Proben aus dem Planum der A 14 sind in Abbildung 6.14 dargestellt. Die Proben überschritten auch nach FTW-Bearbeitung die geforderte einaxiale Druckfestigkeit von 0,2 N/mm² und sind folglich gemäß dem Kriterium der ZTVE-StB als frostsicher zu bewerten. Außerdem fällt auf, dass der Festigkeitsverlust durch eine Frostbeanspruchung sehr gering war. Die Wassergehalte der Proben waren auch nach dem Frostversuch kaum höher als bei den unbeanspruchten Proben. Der Lößlehm im Planumbereich der A 14 wurde im Jahr 1969 mit etwa 6 M.-% Kalk behandelt. Aufgrund der hohen Festigkeiten besteht die Vermutung, dass neben Kalk auch Zement verwendet wurde.

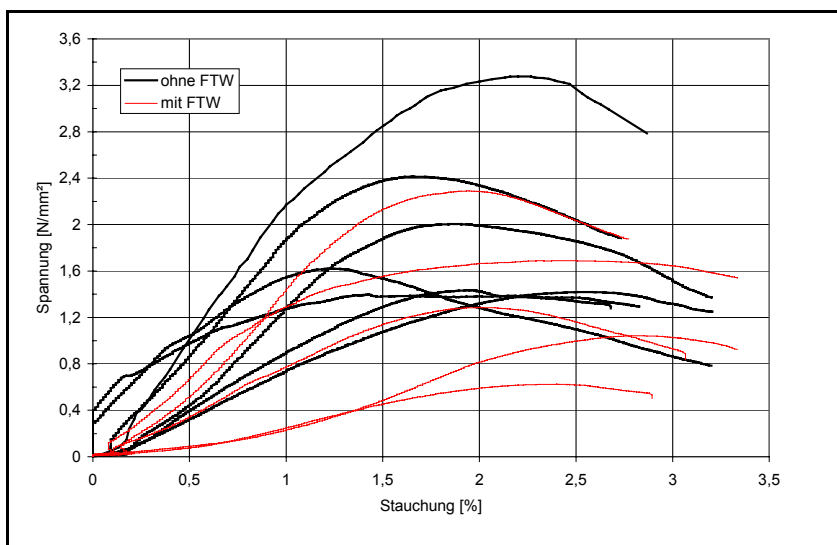


Abbildung 6.14:

Einaxialer Druckversuch nach Frostversuch gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 an Proben aus dem Planum der A 14 (Dresden-Leipzig)

Es wurden Röntgendiffraktometrien an Proben aus dem Planum durchgeführt, um festigkeitsbildende CSH- und CAH-Phasen nachzuweisen. In Proben der B 9 bei Rülzheim, der ehemalige Umleitungsstrecke nahe der B 9, der B 28 bei Reutlingen und der L 1050 bei Friedrichsruhe konnten keine CSH- und CAH-Phasen gefunden werden. In dem äußerst stabilen Boden-Kalk-Gemisch der A 14 (Dresden-Leipzig) wurden hingegen CSH-Phasen festgestellt. Weitere Bestandteile waren CaCO_3 und $\text{Ca}(\text{OH})_2$, Tricarbonat und Thaumasit. Eine Bildung von CSH-Phasen führte folglich zu einer Verfestigung, die auch noch nach Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung wirksam blieb.

Mit dem Frostversuch gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 wird die Frostsicherheit von Bodenverfestigungen untersucht. Für Böden und auch Bodenverbesserungen, die eine Position zwischen Böden und Bodenverfestigungen einnehmen, sind die Versuchsrandbedingungen und Bewertungskriterien jedoch nicht angemessen. Es wurden deshalb alternative Frostversuche entwickelt und angewendet.

6.6.2 Frost-Tau-Wechsel-Versuche

6.6.2.1 Durchführung der Frost-Tau-Wechsel-Versuche

Als eine Alternative zur TP BF-StB Teil B 11.5 wurden Frostversuche durchgeführt, bei denen in Analogie zum CBR-Versuch (TP BF-StB Teil B 7.1) ein Gefäß die Probekörper während des Versuches umgab. Diese Frostversuche werden im Folgenden Frost-Tau-Wechsel-Versuche (FTW-Versuche) genannt.

Die Proben wurden in den Probenrahmen (Abbildung 6.8) eingebaut und im Anschluss an eine viertägige Wasserlagerungsphase 12 Frost-Tau-Wechseln unterworfen. Es wurde für die Versuche das Frostregime der TP BF-StB Teil B 11.5 übernommen. In zwei Stunden wurden die Proben von Raumtemperatur auf 0 °C abgekühlt, dann weiter in fünf Stunden auf -15 °C. Bei -15 bis -20 °C wurden die Proben für 10 Stunden gefroren. Während der siebenstündigen Tauphase standen die Proben in einem Fußbad und konnten durch die gelochte Bodenplatte Wasser aufnehmen. Nach jedem Gefrieren und nach jedem Auftauen wurden die Proben gewogen und zusätzlich ihre Höhen an drei Punkten auf der Belastungsscheibe gemessen. Die Bestimmung der verbleibenden Tragfähigkeit erfolgte nach der letzten Tauphase mit dem modifizierten CBR-Versuch. Die dabei ermittelte Tragfähigkeit wird als modifizierter CBR_F-Wert bezeichnet.

6.6.2.2 Wasseraufnahme und Hebung bei Frost-Tau-Wechsel-Versuchen

Die Wasseraufnahme während des FTW-Versuches wurden durch die Änderung des Wassergehaltes und des Sättigungsgrades sowie den Maximalwert der absoluten Wasseraufnahme beschrieben. Die Erfassung der Frosthebung erfolgte durch die maximale Hebung während des Versuches sowie die bleibende Hebung am Ende der letzten Tauphase. Die oben genannten Messwerte wurden von den Bodenverbesserungen und den unbehandelten Ausgangsböden ermittelt und miteinander verglichen.

In Tabelle 6.7 sind die Versuchsergebnisse der unbehandelten Böden aufgelistet. Zusätzlich sind die Proben vor dem Einbau anhand der Trockendichte, des Wassergehaltes und des Sättigungsgrades beschrieben. Bei den untersuchten Böden handelte es sich sowohl um die unbehandelten Ausgangsböden der analysierten Verkehrsflächen als auch um Sondeproben. Die Sonderproben verschiedener Bodengruppen sollen zusätzlich als Referenzböden dienen und wurden im Kapitel 6.5.2 bereits vorgestellt.

Probenbezeichnung (unbehandelte Laborproben)	Boden- grup- pe	beim Einbau		vor FTW-Versuch		nach FTW-Versuch		ΔS_r [-]	max. Wasser- aufnahme [%] *)	max. Hebung [%] **)	bleibende Hebung [%] **)
		ρ_d [g/ cm ³]	w [M.-%] (W _{Pr} [%])	w [M.-%] (W _{Pr} [%])	S _r [-]	w [M.-%]	S _r [-]				
A 4, Bautzen	TL/ UL	1,867	12,4 (100)	14,6 (118)	0,79	17,6	0,95	0,16	3,01	2,89	2,60
		1,815	15,1 (122)	15,8 (127)	0,85	16,1	0,84	-0,01	0,27	0,94	0,72
A 93, Marktrechwitz	ST*	1,692	18,6 (103)	20,9 (116)	0,92	22,0	0,97	0,05	1,10	2,46	0,34
B 13, Ottenhofen	TL		17,0 (100)	22,3 (131)	0,85	22,8	0,99	0,14	1,15	0,44	Setzung
B 19, Henneberg	TL	1,766	15,8 (100)	17,9 (113)	0,86	19,6	0,95		2,41	2,54	0,64
		1,670	22,8 (144)	22,7 (144)	0,97	25,4	1,0	0,03	Abgabe	0,53	Setzung
B 29, Schwä- bisch Gmünd	TM	1,592		20,4 (152)	0,74	21,5		0,08	1,11	0,94	
			14,3 (107)	19,4 (145)	0,71	19,7	0,73	0,02	1,31	0,09	Setzung
B 45, Mauer	TL	1,703		18,9 (118)	0,84	20,5	0,87		1,64	2,99	
		1,741		18,1 (113)	0,85	20,3	0,88	0,03	2,62	4,63	3,41
		1,646	21,6 (135)	21,5 (134)	0,88	21,3	0,89	0,01	0,15	1,68	Setzung
B 62 Bieden- kopf, St. 1	TL	1,750	15,0 (100)	21,3 (142)	0,98	22,8	1,0		1,57	3,81	2,52
B 79, Dardesheim	OU	1,585		20,7 (116)	0,76	23,2	0,84	0,08	2,59	2,15	1,31
		1,688	18,0 (100)	20,6 (114)	-	22,0	0,93		1,93	3,02	2,35
		1,599	18,7 (104)	28,0 (156)	1,0	29,2	1,0	0	1,42	2,15	1,48
B 93, Zwickau	TM	1,775	17,3 (105)	17,8 (108)	0,92	18,4	0,95	0,03	0,69	1,48	0,28
		1,779	18,0 (109)	18,3 (111)		19,5	0,99	0,07	1,27	0,96	Setzung
B 290, Parkpl.	TL	1,756	15,0 (100)	18,6 (124)	0,89	19,3	0,94	0,05	1,80	3,10	-
		1,782	16,9 (127)	17,8 (119)	0,90	18,7	0,95	0,05	0,95	1,92	0,49
B 290, Straße	TA		30,0 (107)	36,9 (132)	0,95	39,9	1,0	0,05	3,06	3,57	1,70
Allstedt- Nieder- röblingen	TL	1,713	17,0 (100)	18,4 (108)	0,83	21,3	0,88	0,05		5,17	3,78
		1,660	18,0 (106)	18,4 (108)	0,75	21,0	0,85	0,10	3,27	3,35	1,16
		1,656	20,5 (121)	21,0 (124)	0,87	21,3	0,89	0,02	0,44	0,39	Setzung
		1,551	25,4 (149)	25,2 (148)	0,89	22,6	0,90	0,01	Abgabe	0,08	Setzung
L 712n, Leo- poldshöhe	SU*/ SE	1,932	10,6 (100)		0,74	11,8	0,77	0,03	0,40	0,95	
		1,947	12,4 (117)	12,5 (118)	0,90	12,8	0,88	-0,02	0,81	2,04	0,81
K 96, Hau- bern	TL	1,632	14,9 (100)	20,6 (138)	0,82		0,84	0,02	0,77	2,05	Setzung
		1,692	21,4 (144)	21,3 (143)	0,96	21,2	0,98	0,02	1,62	0,22	Setzung
K 8032, Schmiedew.		1,753	15,0 (100)	17,7 (118)		18,9	0,91	0,07	1,61	2,59	1,39
Ravensburg	TL	1,817	16,5 (122)		0,90	19,2	0,92	0,02	2,54	5,37	3,13
		1,737	18,5 (137)	19,2 (142)	0,89		0,89	0	Abgabe	1,75	Setzung
Seelow	OH	1,591	13,8 (78)	20,2 (112)	0,74	23,0	0,87	0,13	3,10	1,96	0,95
		1,634	18,9 (105)	21,2 (118)	0,83	22,2	0,87	0,04	1,04	1,75	1,01
Döbeln	ST	2,094	8,7 (100)	9,2 (106)	0,87	9,8	0,88	0,01	0,79	2,07	1,49
		1,996	11,4 (131)		0,87	10,5	0,86	-0,01		0,56	Setzung
Sandlöß		1,932	12,2 (116)	12,5 (101)	0,80		0,83	0,03	1,49	2,70	2,30
		1,806	16,7 (159)	17,1 (163)	0,90	16,2	0,90	0	-0,92	0,65	Setzung
SP 15	SE	1,901	10	10,8	0,71		0,77	0,06		0,53	0,28
	SE	1,699		15,6	0,66	16,2	0,68	0,02	0,56	0,43	0,24
Dalby	SU/ ST	1,919	10	10,7	0,74	12,0	0,82	0,08	1,34	0,78	0,37
Uhyst	TL	1,885		13,3 (111)	0,79		0,84		2,78	5,17	4,29
Welzow	TM/ TA	1,679		21,6	0,88	25,7	0,96	0,08	4,55	6,48	4,76
			25,0 (132)		0,87	26,1	0,92	0,05	1,56	2,05	Setzung
Buchwäld- chen		1,567	24,6 (117)	26,0	0,90	28,0	0,93	0,03	1,99	4,81	3,44
		1,557	25,0 (119)	26,0	0,88	29,6	0,93	0,05	3,74	6,64	5,21
		1,545	26,2 (125)	27,5	0,91	31,1	0,96	0,05	3,62	6,41	5,21

*) bezogen auf Trockenmasse, **) bezogen auf Ausgangsprobenhöhe

Tabelle 6.7:

Wasseraufnahme und Hebung beim FTW-Versuch, bestimmt an Laborproben aus unbehandelten Böden

Die Frost-Tau-Wechsel-Versuche an den unbehandelten Böden ergaben, dass die Wasseraufnahme und die Frosthebungen vom Einbauwassergehalt beeinflusst werden. Mit steigenden Einbauwassergehalten oberhalb des optimalen Wassergehaltes ($w > w_{Pr}$) werden die Wasseraufnahme während der Tauphase und die Frosthebung geringer (Abbildung 6.15). Bei einem zu hohen Einbauwassergehalt konsolidiert die Probe sogar während der Frost-Tau-Wechsel. Die Reduktion der Wasseraufnahme bei zunehmendem Einbauwassergehalt und Sättigungsgrad wurde bereits bei den Wasserlagerungsversuchen beobachtet und erklärt.

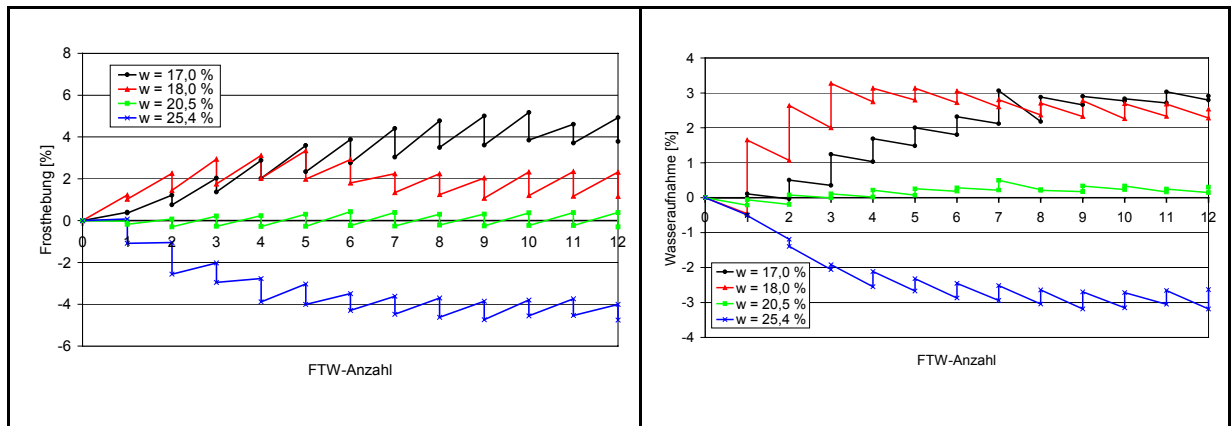


Abbildung 6.15:

Einfluss des Einbauwassergehaltes auf die Frosthebung und die Wasseraufnahme am Beispiel des Auelehms der L 219 ($w_{Pr} = 17\%$)

Werden die Zusammenhänge zwischen der maximalen Frosthebung und der maximalen Wasseraufnahme in der Tauphase von allen Versuchsböden betrachtet (Abbildung 6.16), so wird bestätigt, dass bei den untersuchten fein- und gemischtkörnigen Böden mit zunehmender Wasseraufnahme die Frosthebung stieg. Eine identische Wasseraufnahmemenge führte aber nicht bei allen Böden zu derselben Frosthebung. Von der Wasseraufnahme kann daher nicht generell auf eine bestimmte Frosthebung geschlossen werden.

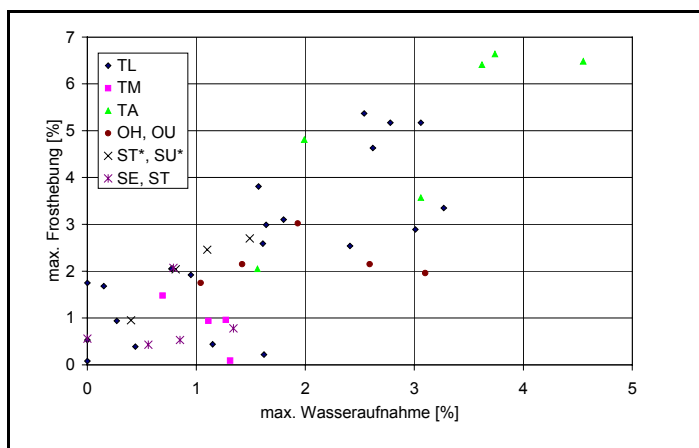


Abbildung 6.16:

Abhängigkeit der Frosthebung von der Wasseraufnahme während des FTW-Versuches

Für einen Vergleich der Frosthebung der verschiedenen Bodengruppen werden in Abbildung 6.17 die Hebungen und Setzungen der Probe während der 12 Frost-Tau-Wechsel für grobkörnige, gemischtkörnige und feinkörnige Böden gegenübergestellt. Es sind nur Proben, die mit dem optimalen Wassergehalt (w_{Pr}) eingebaut wurden, dargestellt.

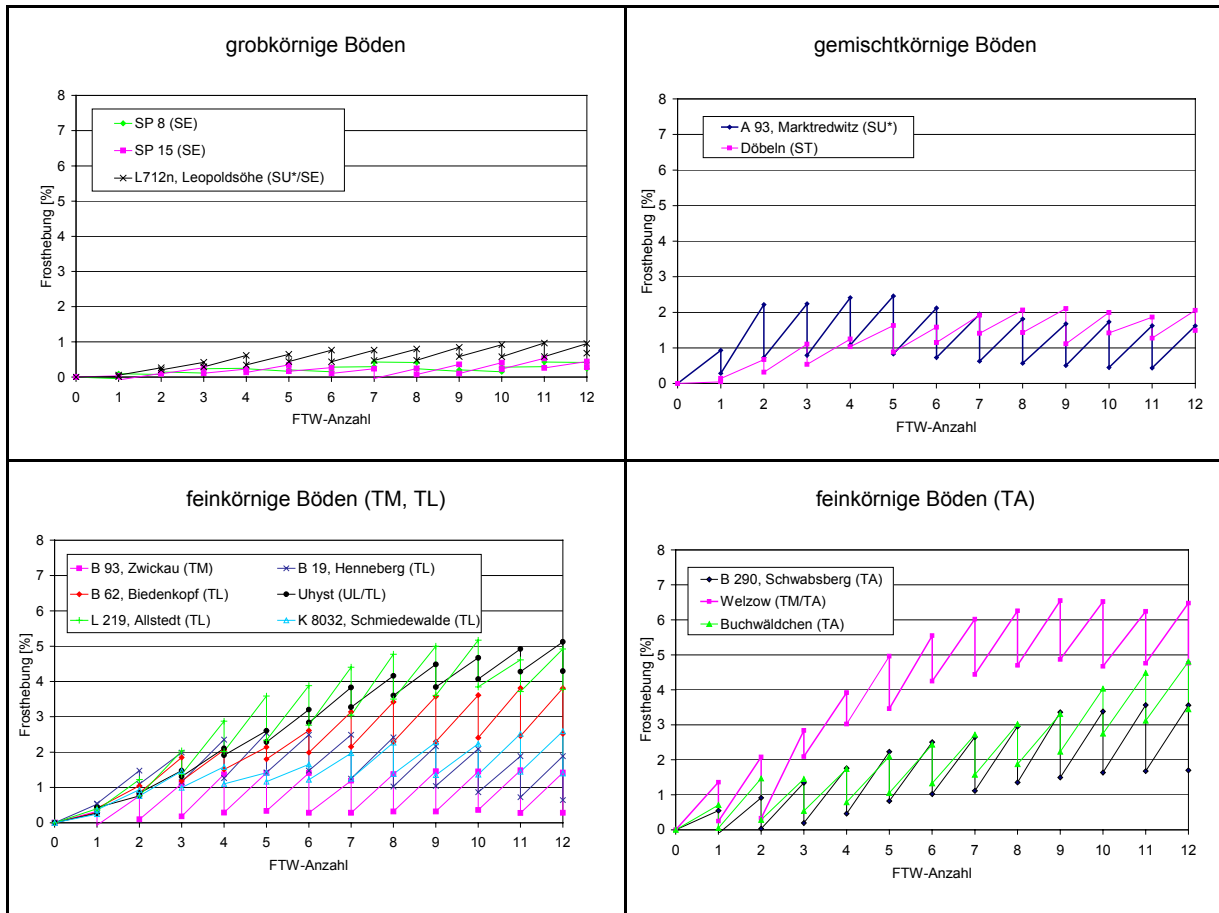


Abbildung 6.17:

Frosthebungen verschiedener unbehandelter Böden (Laborproben mit Einbauwassergehalten von w_{Pr})

Die grobkörnigen Böden zeigten im FTW-Versuch geringe Frosthebungen von weniger als 1 % (bezogen auf die Ausgangshöhe). Die gemischtkörnigen Böden hoben sich bis zu 3 %, und die stärksten Frosthebungen besaßen die feinkörnigen Böden mit bis zu 7 %. Tendenziell stieg folglich die Frosthebung mit zunehmendem Feinkornanteil.

Entsprechend dem Frostkriterium von CASAGRANDE (1934) werden Böden als frostsicher bezeichnet, wenn der Anteil < 0,02 mm weniger als 3 % beträgt (bei $U \geq 15$) bzw. 10 % (bei $U \leq 5$). Die ZTVE-StB bezeichnet Böden als nicht frostempfindlich (Frostempfindlichkeitsklasse F1), die den Bodengruppen GW, GI, GE, SW, SI, SE angehören. Entsprechend den beiden Kriterien werden die untersuchten Böden „SP 8“, „SP 15“, „Leopoldshöhe“ und „Döbeln“ der Frostempfindlichkeitsklasse F1 zugeordnet. Diese Böden zeigten im FTW-Versuch maximale Frosthebungen von $\leq 2,1$ % der Probenhöhe.

Eine Frosthebung von 2 % entspricht bei einer gefrorenen Schichtdicke von 30 cm einer Frosthebung von 6 mm. Da eine Frosteindringtiefe in das Planum von mehr als 30 cm unwahrscheinlich ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Proben, die im FTW-Versuch eine Frosthebung von weniger als 2 % besaßen, in der Praxis keine kritischen Frosthebungen hervorrufen und als nicht frostempfindlich bewertet werden können.

Im Hinblick auf ein Bewertungskriterium wird festgelegt, dass Böden und Boden-Kalk-Gemische hinsichtlich der Frosthebung der Frostempfindlichkeitsklasse F1 zugeordnet werden, wenn ihre maximale Hebung im FTW-Versuch $< 2 \%$ der Ausgangsprobenhöhe beträgt.

In die Frostempfindlichkeitsklasse F2 (gering bis mittel frostempfindlich) werden gemäß ZTVE-StB unter anderem die Böden der Bodengruppe TA eingeordnet. Sie zeigten im FTW-Versuch Frosthebungen von bis zu 7 % der Probenhöhe. Gemäß Angaben von FLOSS (1997) sollten im praktischen Fall zulässige Frosthebungen nicht über 15 bis 20 mm betragen, da sonst, insbesondere bei ungleichmäßigen Hebungen, bereits Risses Schäden an der Fahrbahn entstehen können. Unter der Annahme, dass Frosthebungen des Laborversuches direkt auf die Praxis übertragen werden können, würde eine Hebung von 6 % bei einer gefrorenen Schichtdicke von 30 cm einer Hebung von 18 mm entsprechen und wäre somit noch nicht kritisch für die Straße. Als Bewertungskriterium wird festgelegt, dass Böden und Boden-Kalk-Gemische der Frostempfindlichkeitsklasse F3 zugeordnet werden, wenn die maximale Frosthebung im FTW-Versuch $> 6 \%$ der Probenhöhe beträgt.

In Tabelle 6.8 sind die Ergebnisse der Frost-Tau-Wechsel-Versuche für die Proben aus dem Planum dargestellt. Die maximalen Frosthebungen der Bodenverbesserungen betrugen meist zwischen 2 und 6 % der Probenhöhe und sind somit für die Straße nicht kritisch.

Die Bodenverbesserung von Allstedt, bei der ein hydraulischer Kalk verwendet wurde, zeigte eine im Vergleich zu den Bodenverbesserungen mit Feinkalk geringe maximale Frosthebung von 0,5 % und ist folglich hinsichtlich der Frosthebung der Frostempfindlichkeitsklasse F1 zuzuordnen.

Ebenso wie bei den unbehandelten Böden stieg bei den Boden-Kalk-Gemischen die Frosthebung mit zunehmender Wasseraufnahme. Dies ist aus Abbildung 6.18 erkennbar, ebenso wie die Tatsache, dass die Frosthebungen der Böden durch eine Kalkbehandlung nicht aufgehoben wurden.

Probenbezeichnung (Proben aus Planum)	beim Einbau		vor FTW-Versuch		nach FTW-Versuch		max. Wasseraufnahme [%] *)	max. Hebung [%] **)	bleibende Hebung [%] **)
	w [M.-%]	ρ_d [g/cm ³]	w [M.-%]	S_r [-]	w [M.-%]	S_r [-]			
aus behandeltem Planum									
A 4, Bautzen, Stelle 1	14,7	1,812	15,4	0,82	18,2	0,86	2,88	5,85	4,41
A 4, Bautzen, Stelle 1	15,0	1,816	16,7	0,90	17,0	0,92		2,45	0,49
	17,4	1,820	19,5	0,78	21,5	0,85	2,0	1,30	0,37
A 93, Marktredwitz, K1	14,0	1,867	15,7	0,91	18	0,97	2,23	3,53	2,60
A 93, Marktredwitz, K2	13,8	1,871	16,1	0,91	17,8	0,95	1,67	2,18	1,71
A, 93, Marktredwitz, K3	15,6	1,790	17,9	0,92	20,8	1,0	2,89		2,07
B 19, Henneberg	15,4	1,768	15,8	0,78	18,8	0,93	3,07	1,56	0
B 29, Schwäbisch Gmünd	17,9	1,745	18,9	0,93	20,9	0,98	2,05	3,65	1,82
B 62, Biedenkopf, Stelle 1	15,9	1,813	17,3	0,92	19,3	1,0	2,02	4,13	2,39
B 79, OU Dardesheim	16,4	1,655	18,3	0,76	20,5	0,81	2,53	3,98	2,27
B 93, Zwickau	17,7	1,797	18,1	0,91	19,3	0,93	1,17	3,19	1,61
B 107, Großbothen	11,3	1,760	13,5	0,70	16,2	0,85	2,77	1,85	Setzung
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	17,9	1,759		0,95	20,3	0,96	0,88	2,96	1,22
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	17,2	1,807	19,3	0,97	19,9	1,0	0,62	2,79	1,07
B 290, Schwabsberg, Straße	19,0	1,723	19,7	0,91	21,0	0,92	1,31	4,03	2,11
L 219, Allstedt	19,0	1,427	20,2	0,59	20,8	0,62	3,78	0,50	0
K 96, Haubern	30,0	1,392	30,6	0,88	32,0	0,91	1,70	3,08	0,41
K 3281, Heubach, Stelle 1	27,1	1,535	28,2	0,96	28,2	0,99	2,12	1,31	Setzung
K 8032, Schmiedewalde	18,5	1,748	18,7	0,90	21,8	0,94	3,1	5,40	4,2
K 8032, Schmiedewalde	18,0	1,728	18,3	0,85	21,1	0,89	2,81	5,74	3,96
Wirtschaftsweg, Seelow	12,9	1,633	17,6	0,72	19,9	0,79	2,72	3,18	1,55
aus unbehandeltem Planum									
B 13, Ottenhofen	20,5	1,692	20,9	0,92	20,8	0,94	0,54	2,23	Setzung
B 45, Mauer	16,5	1,807	17,8	0,94	20,8	1,0	3,06	4,87	3,52
B 470, Ottenhofen	16,8	1,824	17,5	0,95	19,0	1,0	1,57		2,69
L 712n, Leopoldshöhe	12,9	1,949	13,3	0,94	14,5	1,0	1,14	2,63	1,05
K 3281, Heubach, Stelle 2	26,3	1,574	27,8	0,99	30,5	1,0	2,71	4,81	3,37
Radweg, Ravensburg	17,4	1,811	18,1	0,95	17,6	1,0	Abgabe	2,17	Setzung

*) bezogen auf Trockenmasse, **) bezogen auf Ausgangsprobenhöhe

Tabelle 6.8:

Wasseraufnahme und Hebung beim FTW-Versuch, bestimmt an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen

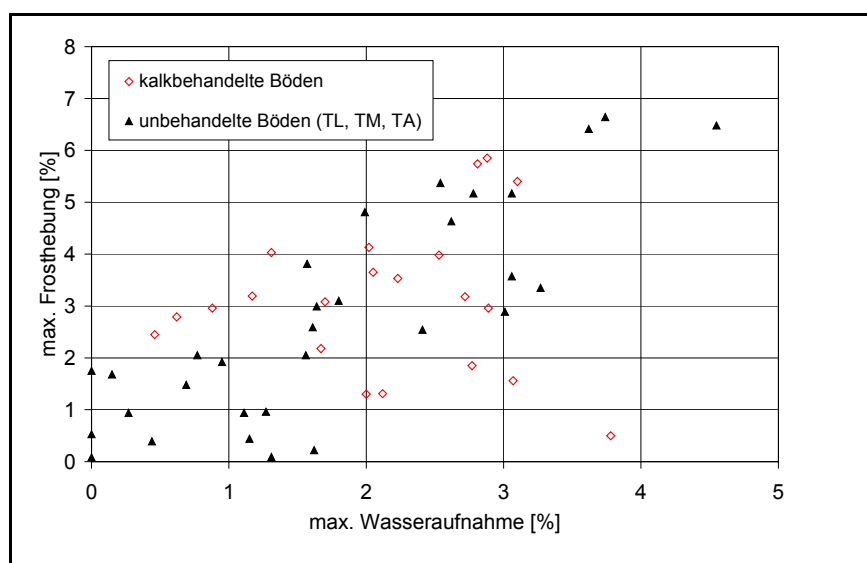


Abbildung 6.18:

Frosthebung in Abhängigkeit von der Wasseraufnahme von kalkbehandelten und unbehandelten Böden

In Tabelle 6.9 werden die Wasseraufnahme, die maximale und bleibende Frosthebung von kalkbehandelten Böden denen der Ausgangsböden direkt gegenübergestellt. Es ist der Tabelle zu entnehmen, dass die Frosthebungen nur in einzelnen Fällen durch die Kalkbehandlung verringert wurden.

Probenbezeichnung	Laborproben aus unbehandeltem Boden				Proben aus kalkbehandeltem Planum			
	S _r [-]	max. Wasseraufnahme [%] *)	max. Hebung [%] **)	bleibende Hebung [%] **)	S _r [-]	max. Wasseraufnahme [%] *)	max. Hebung [%] **)	bleibende Hebung [%] **)
A 4, Bautzen, Stelle 1	0,79	3,01	2,89	2,60	0,90	0,46	2,45	0,49
A 4, Bautzen, Stelle 2	0,79	3,01	2,89	2,60	0,78	2,0	1,30	0,37
A 93, Marktredwitz, K1	0,92	1,10	2,46	0,34	0,91	2,23	3,35	2,60
A 93, Marktredwitz, K2	0,92	1,10	2,46	0,34	0,91	1,67	2,18	1,71
A 93, Marktredwitz, K3	0,92	1,10	2,46	0,34	0,92	2,89	2,96	2,07
B 19, Henneberg	0,86	2,41	2,54	0,64	0,78	3,07	1,56	
B 29, Schwäbisch Gmünd	0,74	1,11	0,94	-	0,93	2,05	3,65	1,82
B 62, Biedenkopf	0,98	1,57	3,81	2,52	0,92	2,02	4,13	2,39
B 79, OU Dardesheim	-	1,93	3,02	2,35	0,76	2,53	3,98	2,27
B 93, Zwickau	0,92	0,69	1,48	0,28	0,91	1,17	3,19	1,16
B 107, Großbothen	0,87	0,79	2,07	1,49	0,70	2,77	1,85	-
B 290, Schwabsberg, Parkpl.	0,89	1,80	3,10	-	0,96	0,75	2,88	1,15
B 290, Schwabsberg, Straße	0,95	3,06	3,57	1,70	0,91	1,13	4,03	2,11
L 219, Allstedt ***)	0,83	3,06	5,17	3,78	0,59	3,75	0,50	0
K 96, Haubern	0,82	0,77	2,05	-	0,88	1,70	3,08	0,41
K 3281, Heubach, Stelle 1	-	-	-	-	0,96	2,12	1,31	-
K 8032, Schmiedewalde	0,84	1,61	2,59	1,39	0,87	2,96	5,57	4,08
Wirtschaftsweg, Seelow	0,74	3,10	1,96	0,95	0,72	2,72	3,18	1,55

*) bezogen auf Trockenmasse, **) bezogen auf Ausgangsprobenhöhe, ***) mit hydraulischem Kalk behandelt

Tabelle 6.9:

Vergleich der Wasseraufnahme und Frosthebungen während FTW-Versuchen von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden

Fazit:

Durch eine Verbesserung des Bodens mit Weißfeinkalk oder Kalkhydrat wird die Frosthebung im Allgemeinen nicht deutlich reduziert. Für die Fahrbahn einer Straße sind die gemessenen Frosthebungen der Bodenverbesserungen jedoch nicht kritisch.

6.6.2.3 Tragfähigkeit nach Frost-Tau-Wechsel-Versuchen

In der Tabelle 6.10 sind die modifizierten CBR_F-Werte der unbehandelten Böden aufgelistet, die im Anschluss an die Frost-Tau-Wechsel-Versuche an der Probenoberseite und -unterseite bestimmt wurden. In der Tabelle sind außerdem die Bodengruppe, die Trockendichte ρ_d beim Einbau sowie der Wassergehalt w und die Konsistenzzahl I_C unter dem CBR-Stempel dargestellt.

Probenbezeichnung	Boden- gruppe	ρ_d [g/cm ³] beim Einbau	w [M.-%] unter Stempel, oben, unten	I_c [-] unter Stempel, oben, unten	mod. CBR _F [%], oben, unten	mod. CBR _F [%], arithmetisches Mittel
A 4, Bautzen	TL/UL	1,867 1,932 1,814	19,6; 16,6 15,2; 13,8 18,7; 17,6	0,31; 0,61 0,76; 0,90 0,40; 0,51	2,8; 4,8 3,3; 5,5 4,3; 5,5	4,4
A 93, Marktredwitz	ST*	1,692	22,2; 21,3	1,59; 1,71	3,1; 4,9	4,0
B 13, Ottenhofen	TL	1,624	25,2; 23,2	0,52; 0,68	0,7; 0,9	0,8
B 19, Henneberg	TL	1,670 1,766	33,0; 21,4 16,3; 15,8	0,14; 0,91 1,24; 1,28	0,6; 0,9 1,2; 2,2	1,2
B 29, Schwäbisch Gmünd	TM	1,573 1,592	22,9; 23,6 21,9; 21,1	0,75; 0,73 0,79; 0,83	0,6; 1,0 0,6; 0,9	0,8
B 45, Mauer	TL	1,646 1,741 1,703	21,0; 21,0 23,0; 21,2 24,2; 21,0	0,91; 0,91 0,73; 0,89 0,62; 0,91	1,9; 2,9 2,1; 3,3 3,3; 3,9	2,9
B 62, Biedenkopf	TL	1,750	22,1; 21,1	0,84; 0,90	2,3; 2,1	2,2
B 79, Dardesheim	OU	1,585 1,688 1,599	27,1; 23,9 24,2; 21,9 23,6; 21,1	0,46; 0,58 0,65; 0,81 0,69; 0,86	3,6; 3,7 2,7; 3,1 3,5; 3,2	3,3
B 93, Zwickau	TM	1,779 1,775	19,5; 21,3 18,7; -	0,94; 0,87 0,88; -	2,0; 2,3 2,1; -	2,1
B 290, Parkplatz	TL	1,782 1,756	18,0; 17,5 18,6; 17,1	0,89; 0,92 0,84; 0,93	2,2; 2,3 2,3; 2,3	2,3
B 290, Straße	TA	1,334	40,0; -	0,61; -	0,5; -	0,5
B 470, Ottenhofen	TL	1,624	25,2; 23,2	0,52; 0,68	0,7; 0,9	0,8
L 219, Allstedt	TL	1,660 1,551 1,713 1,656	25,2; 28,6 24,6; 24,6 22,4; 21,5 22,2; 21,0	0,57; 0,36 0,61; 0,61 0,74; 0,79 0,75; 0,82	1,4; 1,7 2,0; 2,5 2,3; 4,5 2,6; 3,6	2,6
L 712n, Leopoldshöhe	SU*/SE	1,947	16,6; 14,4	-	3,7; 6,6	5,2
K 96, Haubern	TL	1,692 1,632	24,6; 29,7 26,7; 20,7	0,45; 0,13 0,32; 0,70	2,4; 3,0 2,6; 2,8	2,7
K 8032, Schmiedewalde	TL	1,753	18,7; 17,9	0,86; 0,93	3,4; 2,3	2,9
Ravensburg	TL	1,817 1,737	19,2; 16,5 18,8; 18,8	0,80; 0,97 0,83; 0,83	1,8; 2,5 1,8; 2,4	2,1
Seelow	OH	1,591 1,634	24,2; 24,8 21,2; -	0,78; 0,74 0,96; -	1,5; 1,8 2,4; -	1,9
Döbeln	ST	1,996 2,094	9,8; 9,8 9,1; 7,7	1,43; 1,43 1,52; 1,70	5,4; 8,1 6,4; 10,0	7,5
Sandlöß	ST*	1,932 1,806	15,2; 13,8 14,1; 14,1	0,73; 1,15 1,06; 1,06	2,3; 2,6	3,4
Uhyst	UL/TL	1,885	16,5; 17,1	0,72; 0,66	3,0; 3,7	3,4
Welzow	TM/TA	1,554 1,679	35,5; 25,4 27,2; 25,2	0,45; 0,77 0,71; 0,78	0,2; 0,4 0,5; 0,5	0,4
Buchwäldchen	TA	1,545 1,567 1,557	35,3; 32,4 30,3; - 36,1; 32,8	- - -	0,6; 0,7 0,9; - 0,8; 1,8	1,0
SP 15	SE	1,901	14,4; 12,1	-	26,5; 35,7	31,1
SP 8	SE	1,699	22,2; 21,1	-	11,7; 12,6	12,2
Dalby	SU/ST		13,3; 12,8	-	27,6; 33,9	30,8

Tabelle 6.10:Modifizierte CBR_F-Werte nach FTW-Versuch, bestimmt an Laborproben aus unbehandelten Böden

Die Versuche zeigten die Größenordnung der modifizierten CBR_F-Werte der unbehandelten Böden. Die Böden der Bodengruppe SE, SU und ST besaßen in Abhängigkeit von der Korngrößenverteilung und dem Verdichtungsgrad modifizierte CBR_F-Werte zwischen 8 und 30 %. Bei Böden der Bodengruppen ST*, SU* und UL betrugen die modifizierten CBR_F-Werte etwa 3 bis 7 %. Die modifizierten CBR_F-Werte der Tonböden (TL, TM, TA) lagen zwischen 0,5 und 3 %.

In Tabelle 6.11 sind die modifizierten CBR_F -Werte der Proben aus dem Planum dargestellt.

Probenbezeichnung	ρ_d [g/cm³] beim Einbau	w [M.-%] unter Stempel, oben, unten	I_c [-] unter Stempel, oben, unten	mod. CBR_F [%], oben, unten	mod. CBR_F [%], arithmetisches Mittel
aus behandeltem Planum					
A 4, Bautzen, Stelle 1	1,812	18,5; 18,5	0,95; 0,95	8,5; 7,5	8,0
A 4, Bautzen, Stelle 1	1,816	17,3; 17,9	1,07; 1,01	8,8; 9,3	9,1
A 4, Bautzen, Stelle 1	1,821	15,7; 24,1	1,23; 0,39	8,8; 12,9	10,9
A 4, Bautzen, Stelle 2	1,820	25,2; 24,3	1,20; 1,30		23,1
A 93, Marktredwitz, K1	1,867	22,0; 24,0	-	10,5; 11,3	10,9
A 93, Marktredwitz, K2	1,871	22,7; 21,8	-	17,3; 14,6	16,0
A 93, Marktredwitz, K3	1,790	26,4; 29,0	-	10,5; 10,4	10,5
B 19, OU Henneberg	1,768	18,1; 20,4	1,19; 0,96	3,1; 2,4	2,8
B 29, Schwäbisch Gmünd	1,745	22,1; 23,3	0,79; 0,71	1,4; 3,6	2,5
B 62, Biedenkopf, Stelle 1	1,813	20,6; 19,8	0,79; 0,89	3,7; 9,8	6,8
	1,654	24,5; 26,0	0,53; 0,41	2,0; 1,9	2,0
B 93, Zwickau	1,797	20,9; 18,5		5,1; 4,9	5,0
B 107, Großbothen	1,760	16,0; 15,2	0,52; 0,77	3,2; 5,4	4,3
B 290, Schwabsberg, Parkpl.	1,759	23,2; 21,2	1,10; 1,20	3,2; 5,8	4,5
B 290, Schwabsberg, Parkpl.	1,807	19,9; 16,9	0,77; 1,0	6,0; 4,8	5,4
B 290, Schwabsberg, Straße	1,723	23,0; 24,0	0,73; 0,67	8,1; 8,6	8,4
L 219, Allstedt		22,3; 24,4	0,83; 0,68	6,6; 6,5	6,6
K 96, Haubern	1,392	32,0; 28,9	0,09; 0,33	2,6; 1,9	2,0
K 3281, Heubach, Stelle 1		29,2; 26,3	0,56; 0,73	1,1; 1,0	1,1
K 8032, Schmiedewalde	1,748	22,6; 27,0	1,45; 0,98	4,8; 9,4	7,1
K 8032, Schmiedewalde	1,728	24,5; 22,6	1,28; 1,49	2,9; 3,2	3,1
Wirtschaftsweg, Seelow	1,633	24,0; 22,9		1,7; 2,3	2,0
aus unbehandeltem Planum					
	1,692	22,3; 17,8	0,75; 1,09	1,2; 2,1	1,7
B 45, Mauer	1,807	20; 20	1,0; 1,0	2,9; 3,3	3,1
B 470, Ottenhofen	1,824	21,6; 17,3		1,2; 2,9	2,1
L 712n, Leopoldshöhe	1,949	13,5; 12,8	1,09; 1,73	5,2; 9,9	
K 3281, Heubach, Stelle 2	1,574	34,7; -	0,66; -	0,2; -	0,2
Radweg, Ravensburg	1,811	17,0; 17,0	1,08; 1,08	2,0; 3,1	2,5

Tabelle 6.11:

Modifizierte CBR_F -Werte nach FTW-Versuch, bestimmt an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen

Die folgenden Bodenverbesserungen besaßen einen modifizierten CBR_F -Wert von ≥ 5 %:

- A 4 bei Bautzen
- A 93 bei Marktredwitz (K1, K2, K3)
- B 62 bei Biedenkopf
- B 93 bei Zwickau
- B 290 bei Schwabsberg (Straße)
- L 219 bei Allstedt
- K 8032 bei Schmiedewalde
- L 712 n bei Leopoldshöhe.

An diesen Strecken war, abgesehen von der L 712 n, die Probenahme im Vergleich zu den übrigen Strecken äußerst mühsam. Die Ausstechzylinder konnten nur mit Schwierigkeit in das Planum geschlagen werden, und die Entnahme der Zylinder musste mit Hammer und Meißel bzw. Stemmeisen erfolgen. Die Tragfähigkeitsmessungen im Feld ergaben bei diesen Bodenverbesserungen E_{V2} -Moduln $> 100 \text{ MN/m}^2$.

Um im Einzelfall festzustellen, ob und in welchem Umfang die Kalkbehandlung die Stabilität nach Frostbeanspruchung erhöht hat, werden in Tabelle 6.12 die modifizierten CBR_F -Werte von den kalkbehandelten und unbehandelten Böden direkt gegenübergestellt. Es muss berücksichtigt werden, dass bei den Ausgangsböden der arithmetische Mittelwert der CBR_F -Werte bestimmt wurde, obwohl die Dichten und Wassergehalte bei der Probenherstellung variierten. Der Einfluss der Trockendichte auf den CBR_F -Wert ist in Abbildung 6.19 dargestellt. Durch die gewählte Variation der Einbauparameter streuten die CBR_F -Werte um bis zu maximal 2,5 CBR-%.

Probenbezeichnung	Laborproben aus unbehandeltem Boden			Proben aus kalkbehandeltem Planum		
	mod. CBR_F [%]	w unter Stempel [M.-%]	ρ_d beim Einbau [g/cm^3]	mod. CBR_F [%]	w unter Stempel [M.-%]	ρ_d beim Einbau [g/cm^3]
A 4, Bautzen, Stelle 2	4,4	16,9	1,871	23,1	24,8	1,820
A 93, Marktredwitz, K2	4,0	21,8	1,692	16,0	22,3	1,871
A 93, Marktredwitz, K1	4,0	21,8	1,692	10,9	23,0	1,867
A 93, Marktredwitz, K3	4,0	21,8	1,692	10,5	27,7	1,790
B 290, Schwabsberg, Straße	0,5	40,0	1,334	8,4	22,2	1,759
A 4, Bautzen, Stelle 1	4,4	16,9	1,871	8,3	17,6	1,812
K 8032, Schmiedewalde	2,9	18,3	1,753	7,1	24,8	1,748
B 62, Biedenkopf	2,2	21,6	1,750	6,8	20,2	1,813
L 219, Allstedt	2,6	23,8	1,641	6,6	23,4	1,427
B 93, Zwickau	2,2	20,4	1,779	5,0	19,7	1,797
B 290, Schwabsberg, Parkplatz	2,3	17,8	1,756	4,5	23,5	1,723
B 107, Großbothen	7,5	9,1	2,046	4,3	15,6	1,760
B 19, Henneberg	1,2	21,6	1,718	2,8	19,3	1,768
B 29, Schwäbisch Gmünd	0,9	22,4	1,583	2,5	22,7	1,745
B 79, OU Dardesheim	3,3	23,6	1,624	2,0	25,3	1,654
K 96, Haubern	2,7	27,2	1,662	2,0	30,5	1,392
Wirtschaftsweg, Seelow	1,9	23,4	1,617	2,0	23,5	1,633
K 3281, Heubach, Stelle 1	0,5	33,5	1,538	1,1	27,8	1,535

Tabelle 6.12:

Vergleich der modifizierten CBR_F -Werte nach FTW-Versuchen von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden

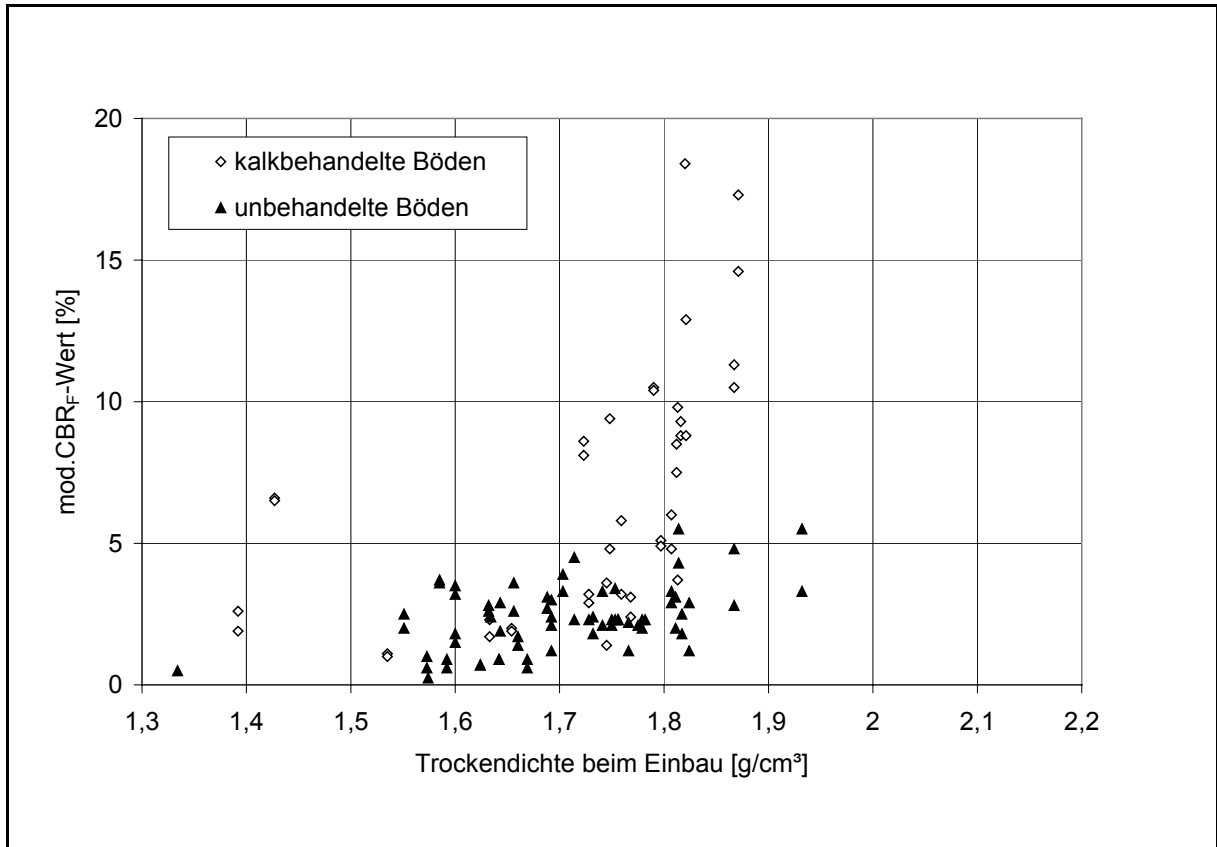


Abbildung 6.19:

Modifizierte CBR_F-Werte nach FTW-Versuch in Abhängigkeit von der Trockendichte von kalkbehandelten und unbehandelten Böden

Der Vergleich der modifizierten CBR_F-Werte ergab, dass die meisten kalkbehandelten Böden auch nach Frostbeanspruchung eine höhere Tragfähigkeit als die unbehandelten Ausgangsböden besaßen.

Der Einfluss der Kalkzugabemenge auf den modifizierten CBR_F-Wert von feinkörnigen Böden ist in Abbildung 6.20 veranschaulicht. Mit zunehmender Kalkzugabemenge stieg tendenziell der CBR_F-Wert. Bei der Behandlung des Oberbodens am Wirtschaftsweg bei Seelow war trotz einer Kalkzugabemenge von 3,5 M.-% kein Tragfähigkeitszuwachs eingetreten. Bei den übrigen Böden war bei einer Kalkzugabemenge von mehr als rund 3 M.-% im Allgemeinen ein CBR_F-Wert von mehr als 5 % erreicht worden.

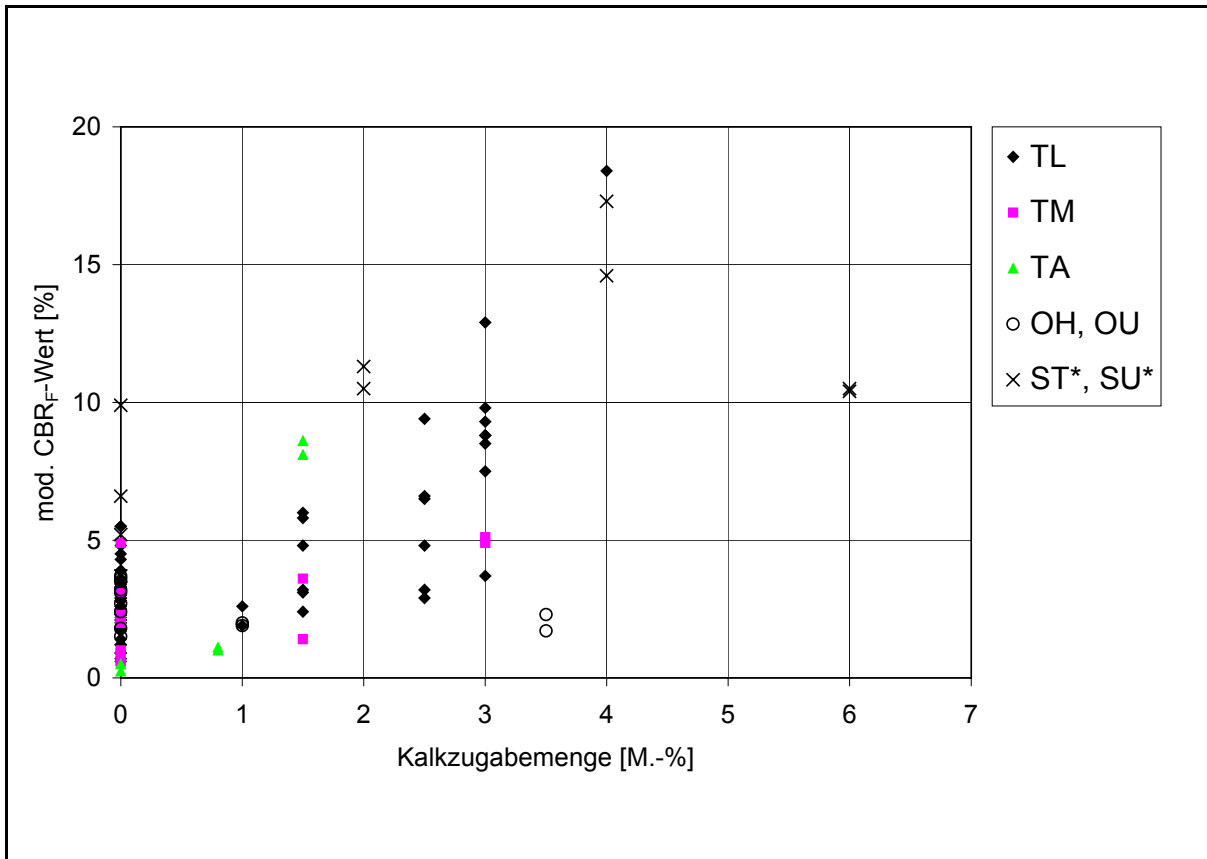


Abbildung 6.20:

Modifizierte CBR_F-Werte nach FTW-Versuch in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge von kalkbehandelten und unbehandelten Böden

Fazit:

Durch Bodenverbesserungen mit Kalk wird ein Tragfähigkeitszuwachs erreicht, der auch nach Frostbeanspruchung wirksam ist. Mit Erhöhung der Kalkzugabemengen steigt die nach einer Frostbeanspruchung verbleibende Tragfähigkeit. Um bei allen Böden, mit Ausnahme von ungeeigneten Böden wie z. B. organischen Böden, CBR_F-Werte von mehr als 5 % zu erreichen, werden Kalkzugabemengen von mindestens 3 M.-% benötigt.

6.6.3 Frosthebungsversuche

6.6.3.1 Vorbereitung und Durchführung der Frosthebungsversuche

In Frosthebungsversuchen wird die Probe nicht vollständig, sondern nur einseitig gefroren. An der ungefrorenen Seite besitzt die Probe die Möglichkeit, ständig Wasser aufzunehmen. Das Temperaturgefälle verursacht eine Sogwirkung und veranlasst, dass bei einer entsprechenden Leitfähigkeit des Bodens oder des Boden-Kalk-Gemisches Wasser zur Gefrierfront wandert und sich dort als Eislinsen formiert.

Es wurden zunächst einige Frosthebungsversuche im Frostschränk an der Hochschule für Technik und Wirtschaft in Dresden durchgeführt. Der Frostschränk stammt von KLENGEL und ist mittels einer Isolierplatte in einen oberen Kühlraum und einen unteren Probenraum unterteilt. Die Isolierplatte weist nebeneinander neun Durchbohrungen auf, durch die Proben, die auf Probentischen stehen, in den oberen Kühlraum hineinragen. Das Entweichen der Kälte des Kühlraumes in den Probenraum über den Ringraum zwischen Durchbohrung und Probekörper wird durch seitliche Isolierung mittels ringförmiger Passstücke und Glaswolle vermindert. Die Proben selber sind in eine Alu-Grundplatte eingepasst, durch die über jeweils sechs Dochte von 20 cm Länge und 3 cm Breite die Wasserzuführung in die Probe ermöglicht wird. Während des Frosthebungsversuches sind die Dochte in ein Becherglas mit Wasser getaucht. Die Frosthebung am Probenkopf wird über Messuhren erfasst, die im Kühlraum an Stativen befestigt sind.

Um auch im eigenen Labor Frosthebungsversuche durchführen zu können, wurde ein eigener Versuchsstand entwickelt und hergestellt. Hierbei wurde das Gefrieren der Probe mit einer Kühlplatte erreicht, die auf die Probenoberseite aufgelegt wurde. Die Kühlplatte war an einen Kryostaten angeschlossen, der eine Flüssigkeit (Glykol) auf eine konstante Temperatur kühlte und im Kreislauf durch die Kühlplatte pumpte.

Die Probe wurde von einem Plexiglaszylinder umgeben und auf ein 1 cm dickes Sandbett gestellt, welches über eine Wasserversorgung verfügte. Die Probe hatte die Möglichkeit ständig Wasser anzusaugen. Es wurde ein Plexiglaszylinder gewählt im Hinblick auf eine gute Kontrolle der Lage des „frozen fringe“, eine schlechte Leitfähigkeit und eine geringe Mantelreibung. Die Kühlplatte und damit die Probe wurde mit einem Gewicht von 2 kg belastet. Lateral erhielt die Probe eine Isolierung. Die Frosthebungen am Probenkopf wurden mit einer Messuhr, welche an einem Stativ befestigt war, gemessen.

Die Abbildung 6.21 zeigt den schematischen Aufbau der verwendeten Versuchsanordnung.

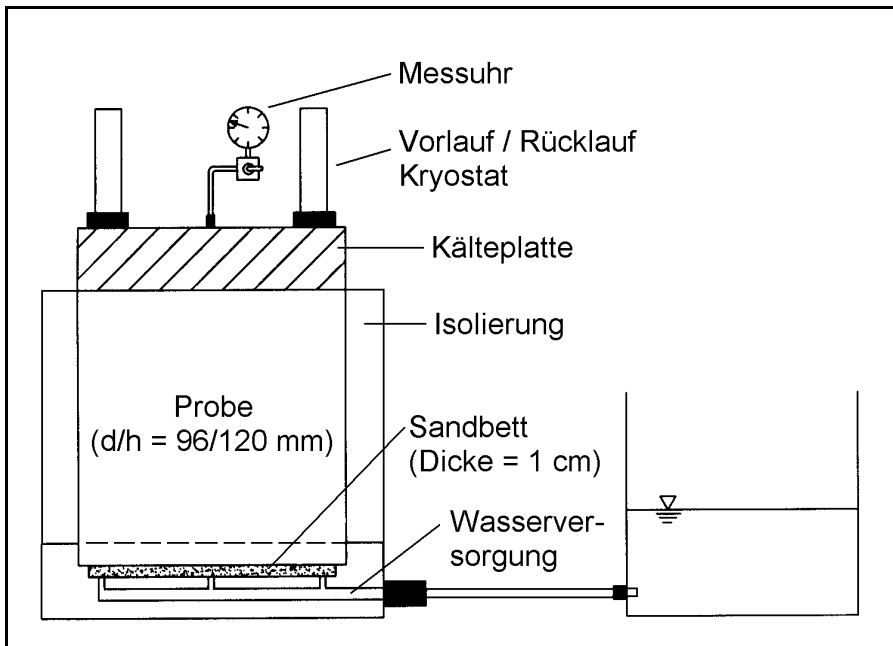


Abbildung 6.21:
Schema der Versuchseinrichtung (Frosthebungsversuch)

Es wurde eine Gefriertemperatur am Probenkopf von $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$ gewählt. Zum einen ist die Temperatur von $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$ im Planumbereich wahrscheinlicher als -15 bis $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$. Zum anderen sollte damit erreicht werden, dass sich nach kurzer Zeit stationäre Verhältnisse einstellen und Eislinen gebildet werden.

Für das „Grundwasser“ wurde eine Temperatur von $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ gewählt. Mit dieser Grundwassertemperatur wurde unterstützt, dass stationäre Verhältnisse sich relativ früh einstellten und der „frozen fringe“ sich im oberen Bereich der Probe bildete (Abbildung 6.22).

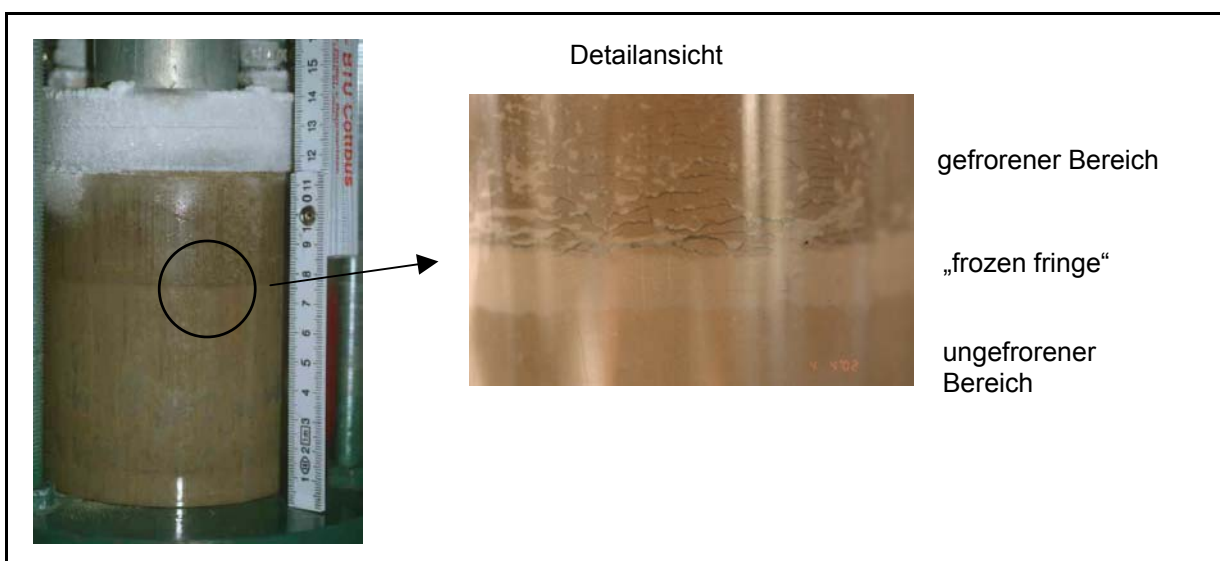


Abbildung 6.22:
Ausbildung von „frozen fringe“ und Eislinen beim Frosthebungsversuch

Für die Durchführung des Frosthebungsversuches wurde ein Zweitagesrythmus gewählt. Die Probe wurde 8 Stunden gefrostet, 16 Stunden aufgetaut und abermals 8 Stunden gefrostet und 16 Stunden aufgetaut. Durch das gewählte Regime konnte während eines Arbeitstages der Versuch unter Aufsicht ausgeführt und die Frosthebung in Abhängigkeit von der Zeit abgelesen werden. In Abbildung 6.23 sind beispielhaft Frosthebungs-Zeit-Linien dargestellt, aus denen ersichtlich ist, dass nach spätestens vier Stunden sich eine konstante Frosthebungsrate einstellte, die sich auch im zweiten Frostzyklus nach einer Anlaufphase wiederholte.

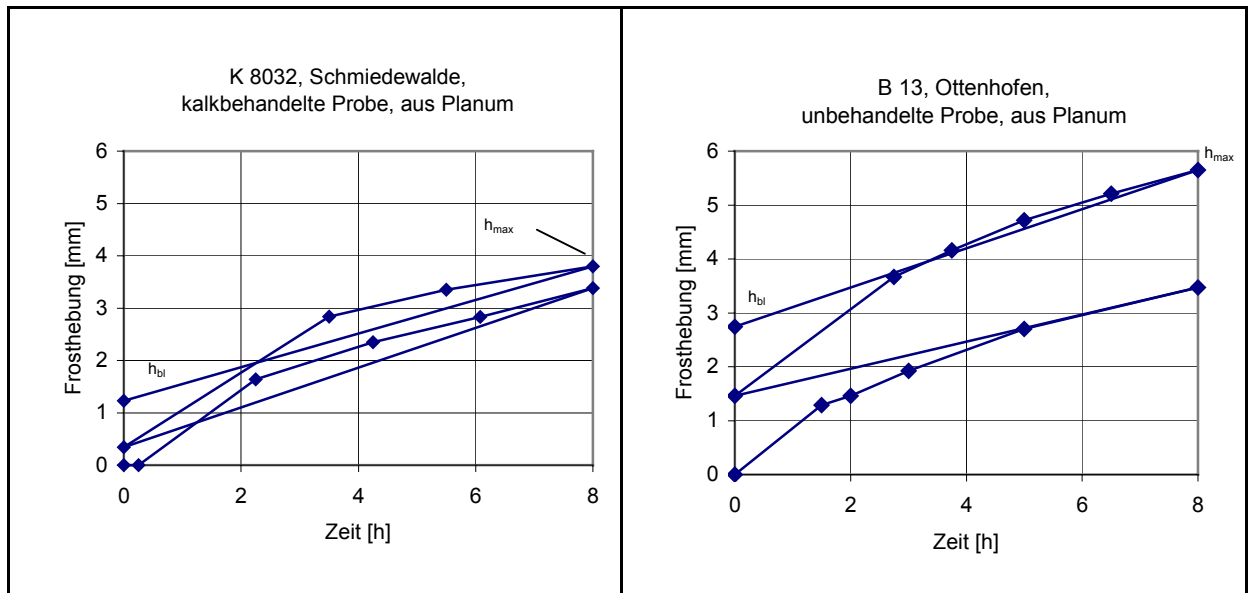


Abbildung 6.23:
Beispiele von Frosthebungs-Zeit-Linien

6.6.3.2 Ergebnisse der Frosthebungsversuche

Als Ergebnisse der Frosthebungsversuche wurden die absolute maximale Frosthebung (h_{max}) und die im Anschluss an die letzte Tauphase bleibende Hebung (h_{bl}) gewählt. Ebenso erfolgte die Ermittlung der sich einstellenden konstanten Frosthebungsrate (v_h) im ersten und zweiten Frostzyklus, die mit der Einheit [mm/d] angegeben ist. Im Anschluss an die letzte Tauphase wurden der modifizierte CBR_F -Wert und der Wassergehalt an der Probenoberseite und -unterseite bestimmt.

In Tabelle 6.13 sind die Ergebnisse der Frosthebungsversuche von den im Labor hergestellten Probekörpern aus unbehandelten Böden dargestellt.

Probenbezeichnung (Laborproben)	Boden- gruppe	vor Frostversuch			während		nach Frostversuch		
		ρ_d [g/cm ³]	w [M.-%] (W _{Pr} [%])	S _r [-]	h _{max} [mm]	v _h [mm/d] 1. F.; 2. F.	h _{bl} [mm]	w [M.-%], oben, unten	mod. CBR _F [%], oben, unten
A 4, Bautzen	TL/UL	1,899	12,4 (100)	0,76	3,13	5,14; 4,96	2,87	16,9; 13,0	3,2; 6,2
		1,838	15,0 (121)	0,83	3,72	5,81; 4,61	2,09		2,1; 5,5
A 93, Marktredwitz	ST*	1,619	18,0 (100)	0,71	9,60	10,2; 13,1	8,20	26,3; 27,0	0,5; 1,1
B 19, Henneberg	TL	1,839	11,5 (73)	0,64	2,41	1,44; 1,60	2,4	16,4; 14,8	-
		1,812	15,8 (100)	0,84	1,54	1,92; 1,84	1,25	17,2; 18,0	4,3; 5,0
B 29, Schwäbisch Gmünd *)	TM	1,645	13,0 (100)	0,52	1,96	0,82; -	2,46	15,7; 23,4	2,8; 0,9
B 45, Mauer	TL	1,771	16,0 (100)	0,79	5,80	4,48; 4,74		17,3; -	2,8; -
B 62, Biedenkopf	TL	1,724	17,8 (119)	0,82	3,50	3,89; 2,52	-	20,5; 22,2	2,3; 2,7
B 79, Dardesheim *)	OU	1,609	16,7 (93)	0,65	2,45	1,97; 1,14	2,16	22,8; 21,7	2,7; 4,3
B 93, Zwickau	TM	1,750	16,6 (101)	0,80	1,90	1,92; 2,16	1,19	18,7; -	2,7; 4,2
		1,795	16,5 (100)	0,85	-	-	-	17,9; 17,6	3,2; 5,2
B 290, Schwabsberg, Straße *)	TA	1,466	28,0 (100)	0,89	1,98	1,23; 0,64	2,22	29,0; 33,4	5,0; 4,3
L 219, Allstedt	TL	1,687	14,1 (83)	0,61	8,00	5,64; 6,82	3,28	22,7; 18,5	1,2; -
K 96, Haubern	TL	1,764	17,0 (114)	0,86	2,12	2,96; 3,36	0,64	19,7; 18,0	3,0; 3,9
		1,522	27,0 (181)	0,92	-	-	-	26,4; 24,6	1,2; 0,9
K 8032, Schmiedewalde	TL	1,850	15,0 (100)	0,83	1,90	2,24; 2,30	1,01	15,3; 16,8	5,7; 5,9
Ravensburg	TL	1,811	16,2 (120)	0,84	5,52	4,66; 3,94	3,38	21,1; 18,2	-
Seelow *)	OH	1,611	13,5 (77)	0,53	5,28	2,95; 2,28	4,54	25,7; 23,9	1,4; 2,0
Döbeln	ST	2,085	7,9 (91)	0,74	3,29	2,98; 1,60	2,28	12,1; 8,9	6,3; -
Lößsand	ST*	1,755	11,4 (109)	0,57	1,08	1,60; 1,80	1,03	12,2; -	-
Uhyst	TL/UL	1,845	10,2 (85)	0,57	4,65	7,30; 7,49	4,50	22,6; -	
		1,881	10,9 (91)	0,65	3,02	1,92; 2,75	2,32	17,1; -	2,6; -
		1,879	14,1 (118)	0,84	3,3	3,55; 1,65	2,80	14,5; -	4,1; -
		1,735	19,9 (166)	0,94	-	-	-	22,5; -	1,2; -
Welzow	TM/TA	1,741	17,6 (93)	0,79	0,72	0,96; 0,48		20,7; 21,7	2,0; -
		1,695	20,0 (106)	0,89	2,00	1,44; 1,97	1,95	20,0; 21,4	-
Buchwäldchen *)	TA	1,504	19,1 (91)	0,62	-	3,26; 1,10	-	23,4; 32,2	2,1; -
		1,611	21,6 (103)	0,80	1,90	2,18; 1,12	1,64	23,1; 27,0	2,5; -
		1,580	23,6 (112)	0,86	2,91	1,87; 1,95	2,88	23,6; 28,3	2,8; -
Koppatz	TA	-	28,0	-	2,75	3,57; 3,60	2,28	-	-
SP 8	SE	1,726	10,0	0,50	0,02	0; 0	0	15,2; -	-

*) gequollen, 1. F. = erster Frostzyklus, 2. F. = zweiter Frostzyklus

Tabelle 6.13:

Ergebnisse der Frosthebungsversuche an Laborproben aus unbehandelten Böden

Die Ergebnisse der Frosthebungsversuche waren:

- Die absoluten maximalen Frosthebungen der unbehandelten bindigen Böden betrugen bis zu 8 mm, die maximale Frosthebungsrate, die bei den Böden gemessen wurde, war 7,5 mm/d und die maximale bleibende Hebung 4,54 mm.
- Der Boden aus Döbeln, der gemäß ZTVE-StB der Frostempfindlichkeitsklasse F1 zugeordnet wird, zeigte Frosthebungsraten von 2,89 und 1,60 mm/d.
- Frosthebungsraten von mehr als 4 mm/d besaßen die Böden von Bautzen (A 4), Marktredwitz (A 93), Mauer (B 45), Allstedt (L 219), Ravensburg und Uhyst. In Übereinstimmung dazu besaßen auch bei den Frost-Tau-Wechsel-Versuchen diese Böden die stärksten Frosthebungen, neben den Böden der Bodengruppen TA.
- Während der Tauphase zeigten einige Proben Hebungen durch Quellen. Hierzu gehörten die Proben von Schwäbisch Gmünd (B 29), Dardesheim (B 79), Schwabsberg (B 290), Seelow und Buchwäldchen.
- Die CBR_F -Werte der unbehandelten bindigen Böden betrugen maximal rund 3 %. Dies entspricht ebenfalls den Ergebnissen der Frost-Tau-Wechsel-Versuche (vgl. Kapitel 6.6.2.3).

Eine Bewertung der Frostempfindlichkeit der Proben soll nach dem Kriterium des CRREL II erfolgen (vgl. Tabelle 3.10). Demnach sind Böden als hoch und sehr stark frostempfindlich einzustufen, wenn die Frosthebungsrate mehr als 8 mm/d und der CBR_F -Wert weniger als 5 % beträgt. Liegt die Frosthebungsrate zwischen 2 und 8 mm/d und der CBR_F -Wert zwischen 5 bis 15 % ist der Boden als gering bis mittel frostempfindlich zu bewerten. Sehr gering und vernachlässigbar frostempfindlich sind Böden, deren Frosthebungsraten geringer als 2 mm/d und 1 mm/d sind und die CBR_F -Werte mehr als 15 % und 20 % betragen. Entsprechend diesem Kriterium sind die untersuchten feinkörnigen Ausgangsböden wegen der zu geringen Tragfähigkeit nach dem Auftauen als hoch bis sehr stark frostempfindlich zu bewerten.

Die Ergebnisse der Frosthebungsversuche von den Proben aus dem Planum sind in Tabelle 6.14 dargestellt. Die Bodenverbesserungen besaßen Frosthebungsraten von weniger als 8 mm/d und mehr als 2 mm/d, so dass sie entsprechend dem Frosthebungskriterium des CRREL als gering bis mittel frostempfindlich, nicht aber als sehr gering oder vernachlässigbar frostempfindlich bewertet werden können. Bezüglich des Tragfähigkeitskriteriums verhalten sich die Böden unterschiedlich in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge und dem behandelten Boden.

In Abbildung 6.24 ist die Wasseraufnahme während des Frostversuches in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad für die kalkbehandelten und unbehandelten Böden dargestellt. Hier zeigt sich entsprechend den Wasseraufnahmeversuchen aus Kapitel 6.5.2, dass mit abnehmendem

Sättigungsgrad die Wasseraufnahme zunimmt. Die Wasseraufnahme der kalkbehandelten Böden lag in der Größenordnung der unbehandelten bindigen Böden. Die Probe aus dem Feld K1, bei der Steine eine ungestörte Probenahme nicht zuließen, wurde nicht dargestellt.

Probenbezeichnung (Proben aus Planum)	vor Frosthebungsversuch			während ...		nach Frosthebungsversuch		
	ρ_d [g/cm ³]	w [M.-%]	S_r [-]	h_{max} [mm]	v_h [mm/d] 1. F; 2. F	h_{bl} [mm]	w [M.-%], oben, unten	mod. CBR _F [%], oben, unten
aus behandeltem Planum								
A 4, Bautzen, Stelle 1	1,82	15,0	0,81	3,04	2,08; 4,00	1,54	15,1; 17,6	6,3; 10,3
K1, Marktredwitz	1,817	15,6	0,83	2,50	5,80; 7,50	0,64		8,3; 6,5
B 29, Schwäbisch Gmünd	1,745	17,9	0,57	-	-	-	18,5; 22,6	3,3; 9,4
B 62, Biedenkopf	1,823	15,9	0,86	4,10	4,51; 5,33	0,27	20,9; 17,4	10,5; 13,1
B 79, Dardesheim *)	1,642	16,7	0,68	2,30	2,30; 3,31	1,89	24,5; 19,3	2,3; 5,9
B 93, Zwickau	1,763	17,7	0,87	4,10	3,96; 4,16	1,38	21,1; 19,0	10,3; 7,1
B 290, Schwabsberg, Str.	1,683	20,0	0,87	4,70	3,84; 3,04	1,79	20,6; 23,7	19,6; -
K 96, Haubern	1,41	27,0	0,78	7,90	6,08; 4,74	3,1	27,9; 29,6	1,4; 4,6
K 8032, Schmiedewalde	1,713	18,5	0,84	3,80	6,45; 4,73	1,23	19,6; 18,8	14,3; -
K 8032, Schmiedewalde	1,736	17,5	0,82	2,65	0,43; 0,83	0,85	20,7; 19,7	11,1; 16,2
Seelow	1,633	12,4	0,52	3,50	-; 3,50	3,16	22,6; 19,2	2,3; -
aus unbehandeltem Planum								
B 45, Mauer	1,8	17,0	0,89	-	6,00; -	-	22,9; 14,7	1,2; 5,6
B 470, Ottenhofen (Tiefseite)	1,549	23,5	0,83	2,04	2,40; 2,71	1,87	30,6; 27,4	2,0; 3,2
B 470, Ottenhofen (Hochseite)	1,824	16,8	0,91	2,00	2,28; 2,33	1,84	23,5; 21,7	2,5; 4,5
B 13, Ottenhofen	1,692	20,0	0,88	5,70	9,24; 7,61	2,74	23,0; 23,2	1,1; 0,9
Ravensburg	1,700	23,4	1,0	-	-	-	23,2; 22,4	2,1; 2,5

1. F. = erster Frostzyklus, 2. F. = zweiter Frostzyklus

Tabelle 6.14:
Ergebnisse der Frosthebungsversuche an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen

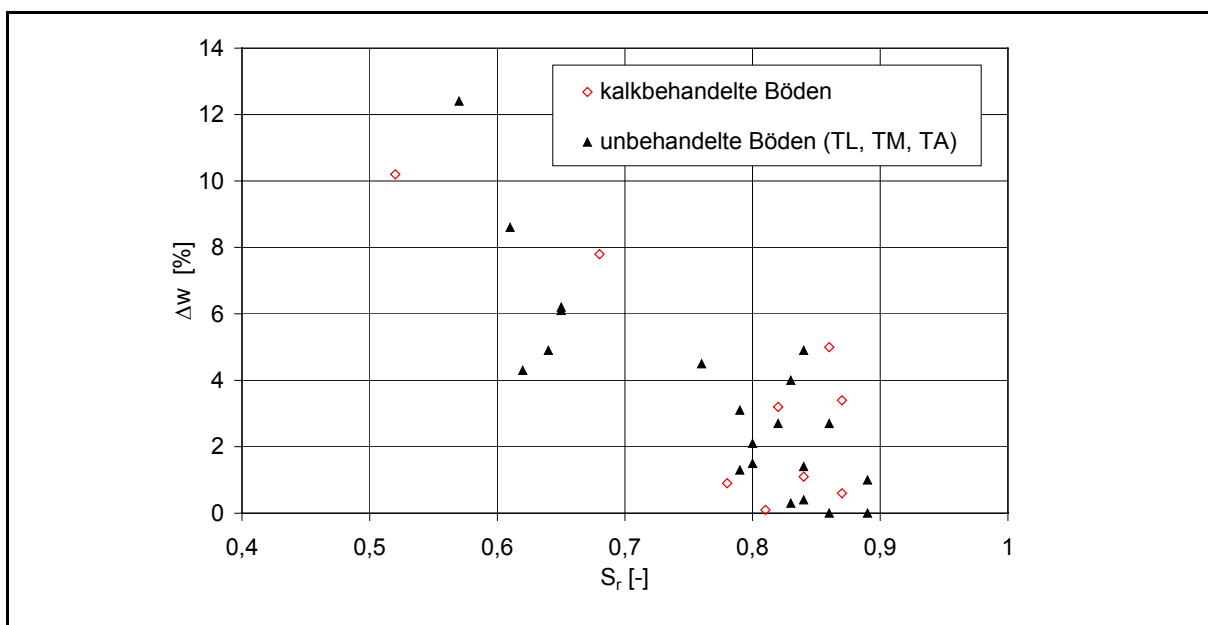


Abbildung 6.24:
Wasseraufnahme, gemessen als Änderung des Wassergehaltes an der Probenoberseite, in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von kalkbehandelten und unbehandelten Böden

In Tabelle 6.15 werden die Ergebnisse der Frosthebungsversuche von den kalkbehandelten und unbehandelten Proben direkt gegenübergestellt. Die Proben aus dem Planum der A 4 bei Bautzen, der B 62 bei Biedenkopf, der B 93 bei Zwickau und der K 8032 bei Schmiedewalde besaßen einen modifizierten CBR_F -Wert von über 5 %. Dies entspricht auch den Ergebnissen der FTW-Versuche.

Probenbezeichnung	Laborproben aus unbehandeltem Boden					Proben aus kalkbehandeltem Planum				
	S_r [-]	h_{max} [mm]	V_h [mm/d] 1. F. 2. F.	h_{bl} [mm]	mod. CBR_F [%], oben	S_r [-]	h_{max} [mm]	V_h [mm/d] 1. F. 2. F.	h [mm]	mod. CBR_F [%], oben
A 4, Bautzen, Stelle 1	0,76	3,13	5,14 4,96	2,87	3,2	0,81	3,04	2,08 4,00	1,54	6,3
K1, Marktredwitz	0,71	9,60	10,2 13,1	8,20	0,5	0,83	2,50	5,80 7,50	0,64	8,3
B 29, Schwäbisch Gmünd	0,52	1,96	0,82	2,46	2,8	0,52	-	-	-	3,3
B 62, Biedenkopf	0,82	3,5	3,89 2,52	-	2,3	0,86	4,10	4,51 5,33	0,27	10,5
B 79, Dardesheim *)	0,65	2,45	1,97 1,14	2,16	2,7	0,68	2,30	2,30 3,31	1,89	2,3
B 93, Zwickau	0,80	1,90	1,92 2,16	1,19	2,7	0,87	4,10	3,96 4,16	1,38	10,3
B 290, Schwabsberg, Straße	0,89	1,98	1,23 0,64	2,22	5,0	0,87	4,70	3,84 3,04	1,79	19,6
K 96, Haubern	0,86	2,12	2,96 3,36	0,64	3,0	0,78	7,90	6,08 4,74	3,10	1,4
K 8032, Schmiedewalde	0,83	1,90	2,24 2,30	1,01	5,7	0,83	3,22	3,44 2,78	1,00	12,7
Seelow	0,53	5,28	2,95 2,28	4,54	1,4	0,52	3,50	- 3,50	3,16	2,3

1. F. = erster Frostzyklus, 2. F. = zweiter Frostzyklus

Tabelle 6.15:

Vergleich der Ergebnisse der Frosthebungsversuche von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden

Fazit:

Die Frosthebung wurde durch eine Kalkbehandlung nicht generell reduziert.

Mit zunehmender Kalkzugabemenge ist ein Tragfähigkeitszuwachs eingetreten, der auch nach Frostbeanspruchung messbar ist.

6.7 Bewertung der Frostempfindlichkeit von ausgeführten Bodenverbesserungen

Für eine Einteilung der Bodenverbesserungen in Frostempfindlichkeitsklassen wurden als Bewertungskriterien die Frosthebung und die Tragfähigkeit nach dem Auftauen gewählt. Bei der Festlegung der Grenzwerte diente das Verhalten ausgewählter Böden, die gemäß ZTVE-StB durch ihre Bodengruppen den drei Frostempfindlichkeitsklassen zugeordnet wurden, als Referenz. Zusätzlich boten bestehende Kriterien z. B. von FLOSS (1997) und dem Cold Region Research and Engineering Laboratory (CRREL, USA) Richtgrößen für zulässige

Frosthebungen und geforderte CBR-Werte. Die Tabelle 6.16 zeigt die gewählten Grenzwerte für eine Bewertung der Frostempfindlichkeit der aus den Planumsbereichen entnommenen Proben.

Reduktion der Dicke des frostsicheren Oberbaus	Frostempfindlichkeitsklasse	FTW-Versuch		Frosthebungsversuch	
		Frosthebung [%]	mod. CBR _F -Wert [%]	Frosthebungsrate [mm/d]	mod. CBR _F -Wert [%]
20 cm (Bodenverfestigung)	-	< 2 %	≥ 15 %	< 2 mm/d	≥ 15 %
10 cm	F2 (gering bis mittel frostempfindlich)	≤ 6 %	> 5 %	< 8 mm/d	> 5 %
-	F3 (sehr frostempfindlich)	> 6 %	≤ 5 %	> 8 mm/d	≤ 5 %

Tabelle 6.16:

Kriterium zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen, die aus dem Planum von Verkehrsflächen entnommen wurden

Um als mittel bis gering frostempfindlich (Frostempfindlichkeitsklasse F2) klassifiziert zu werden, sollten die Bodenverbesserungen einen CBR_F-Wert von mehr als 5 % besitzen, die maximalen Frosthebungen sollten im FTW-Versuch weniger als 6 % der Probenaushangshöhe bzw. im Frosthebungsversuch die Frosthebungsrate weniger als 8 mm/d betragen.

In der Tabelle 6.17 wird die Frostempfindlichkeit der Bodenverbesserungen mit dem aufgestellten Kriterium bewertet.

Verkehrsfläche		Kalkzugabemenge [M.-%]	FTW-Versuch		FH-Versuch		Frostempfindlichkeitsklasse
			max. Frosthebung [%]	mod. CBR _{FTW} -Wert [%]	Frosthebungsrate [mm/d]	mod. CBR _{FH} -Wert [%]	
A 4	Bautzen, Stelle 2	4	1,30	23,1	-	-	(F1)
L 219	Allstedt	2,5 **)	0,5	6,6	-	-	F2
A 93	Marktrechwitz, K2 *)	4	2,18		-	-	
A 93	Marktrechwitz, K3 *)	6	2,96	10,5	-	-	F2
	Marktrechwitz, K1 *)	2	3,53	10,9	6,65	8,3	
A 4	Bautzen, km 48,35	3	5,85	9,3		6,3	F2
B 290	Schwabsberg	1,5	4,03	8,4	3,44		F2
B 62	Biedenkopf *)	3	4,13	6,8	4,92	10,5	F2
B 93	Zwickau	3	3,19	5,0	4,06	10,3	F2
K 8032	Schmiedewalde	2	5,40	5,1	3,11		F2
B 290	Parkpl. Schwabsberg	1,5	2,96	4,9	-	-	F3
B 29	Schwäbisch Gmünd	1,5	3,65	2,5	-		F3
B 19	Henneberg	1,5		2,8	-	-	F3
B 79	Dardesheim	1	3,98	2,0	2,81	2,3	F3
B 107	Großbothen	1	1,85	4,3	-	-	F3
K 96	Haubern	2	3,08	2,0	5,41		F3
K 3281	Heubach, Stelle 1	0,8	1,31	1,1	-	-	F3
Wi.weg	Seelow	3,5	3,18	2,0	3,50	2,3	F3

*) mit Steinen im Planumsbereich, **) mit hydraulischem Kalk

Tabelle 6.17:

Bewertung der Frostempfindlichkeit von ausgeführten Bodenverbesserungen mit Kalk

Die Frosthebungen der Bodenverbesserungen waren in den meisten Fällen zu hoch, um der Frostempfindlichkeitsklasse F1, aber gering genug, um der Frostempfindlichkeitsklasse F2 zugeordnet werden zu können. Um auch hinsichtlich der Tragfähigkeit nach dem Auftauen der Frostempfindlichkeitsklasse F2 zugeordnet werden zu können, sollen die CBR_F -Werte mehr als 5 % betragen. Hierzu sind Anforderungen an die Kalkzugabemenge und den zu behandelnden Boden zu stellen. CBR_F -Werte von mehr als 5 % werden erreicht, wenn die Kalkzugabemenge mindestens 3 M.-% beträgt und keine ungeeigneten Böden (z. B. Böden der Bodengruppen OH, OU) behandelt werden (Abbildung 6.25).

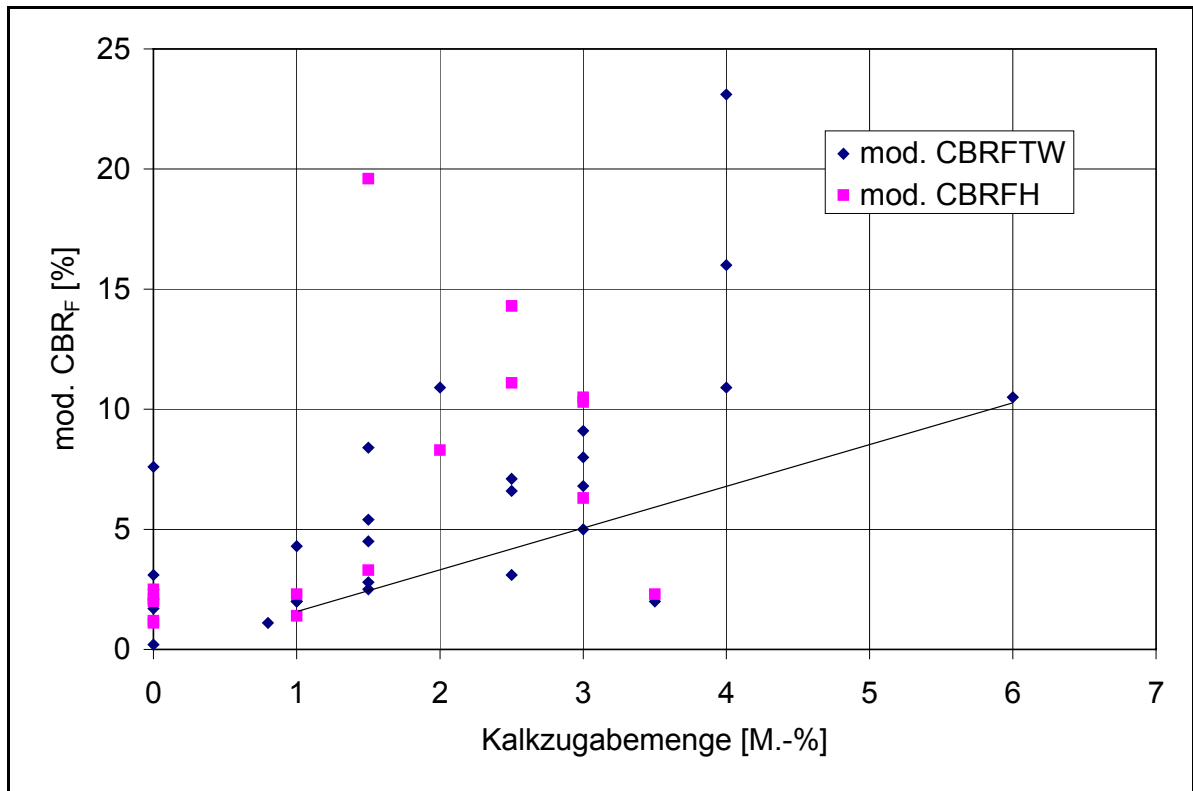


Abbildung 6.25:

Modifizierte CBR_F -Werte in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge von Proben aus dem Planum

7 EIGNUNGSPRÜFUNGEN

7.1 Vorbemerkung

Nahezu jeder Boden wird durch Behandlung mit Weißfeinkalk oder Kalkhydrat besser verarbeitbar und verdichtbar und verringert seinen Wassergehalt. Jedoch neigen nicht alle Böden dazu, mit Kalk hydraulische Erhärtungsprodukte zu bilden. Lößlehm, ein verwitterter Löß, eignet sich sehr gut für eine Verfestigung, wie bereits von GROSSMANN (1966) berichtet wurde und sich beispielsweise anhand der vergleichsweise hohen Tragfähigkeit der Bodenverbesserung des A 4 bei Bautzen zeigte. Da es bisher nicht möglich war, die Puzzolanität eines Bodens anhand charakteristischer Bodenkennwerte zu erfassen, werden Boden-Kalk-Gemische für den jeweiligen Anwendungsfall empirisch überprüft im Rahmen von Eignungsprüfungen.

Bestehende Eignungsprüfungen und Voruntersuchungen für Bodenbehandlungen mit Kalk wurden bei Straßenbauämtern, Baustoff- und Bodenprüfstellen sowie anderen Prüfeinrichtungen eingesehen, um Hinweise auf die Verfestigungseigenschaften verschiedener Böden zu erhalten. Es wurden in der Vergangenheit jedoch keine Eignungsprüfungen für Bodenverfestigungen, sondern nur für Bodenverbesserungen mit Kalk durchgeführt. Die Prüfungen beschränken sich daher auf die Änderung des Wassergehaltes und der Verdichtbarkeit (Proctorkurve) eines Bodens in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge. Festigkeitsprüfungen wurden nur vereinzelt oder im Rahmen von Forschungsarbeiten durchgeführt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden einige der typischen bindigen Problemböden auf ihre Eignung zur Bildung von hydraulischen Erhärtungsprodukten mit Kalk untersucht. Gleichzeitig wurde erkundet, ob es die Möglichkeit gibt, mit einem weniger aufwendigen Verfahren als dem Frostversuch gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 die Reaktivität eines Bodens und Frostempfindlichkeit eines Boden-Kalk-Gemisches bestimmen zu können.

7.2 Verwendete Kalke und Versuchsböden

Für die Eignungsprüfungen wurden Boden-Kalk-Gemische sowohl mit Weißfeinkalk (WFK) als auch mit Kalkhydrat (KH) hergestellt. Der verwendete Weißfeinkalk CL 90 wurde durch das Institut für Kalk- und Mörtelforschung e.V., Köln, zur Verfügung gestellt. Die Prüfung der Reaktionsfähigkeit anhand der Nasslöschkurve führte zu folgenden Ergebnissen:

- maximal erreichte Temperatur $T_{\max} = 71,8 \text{ °C}$
- Temperatur, bei der 80 % des Kalkes umgesetzt sind, $T_u = 61,5 \text{ °C}$.

Die chemische Vollanalyse ergab die in Tabelle 7.1 dargestellte Zusammensetzung.

Parameter	CaO	MgO	SO ₃	CO ₂	Glühverlust	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃
Anteil [%]	93,8	1,0	0,3	2,0	3,26	0,8	0,3	0,3

Tabelle 7.1:

Chemische Analyse des verwendeten Weißfeinkalkes CL 90

Als Versuchsböden wurden ausgewählte Böden verwendet, die an den untersuchten Verkehrsflächen entnommen wurden. Auf diese Weise wurden solche Böden in Eignungsprüfungen untersucht, die in der Praxis für Bodenbehandlungen mit Weißfeinkalk und Kalkhydrat tatsächlich in Betracht kommen. Angaben über die geologische Bezeichnung, die bodenmechanischen und -physikalischen Eigenschaften sowie chemische und mineralogische Zusammensetzung der Böden sind in Kapitel 4.3 enthalten.

7.3 Eignungsprüfung gemäß TP BF-StB Teil B 11.5

Es wurden fünf Böden ausgewählt, die einer Eignungsprüfung gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 unterzogen wurden. Für eine einheitliche Kalkzugabemenge von 4 M.-% wurden die Proctorkurven der Boden-Kalk-Gemische ermittelt. Die Frostversuche erfolgten an jeweils drei Probekörpern, die mit dem Proctoroptimum hergestellt wurden. Die arithmetischen Mittelwerte der einaxialen Druckversuche nach Frost-Tau-Beanspruchung (q_{uF}) sind in Tabelle 7.2 dargestellt. Des Weiteren wurde bestimmt, welche einaxialen Druckfestigkeiten die fünf Boden-Kalk-Gemische besitzen, wenn sie anstatt einer Frostbeanspruchung einer Wasserlagerung ausgesetzt werden. In Tabelle 7.2 sind die Druckfestigkeiten nach Wasserlagerung (q_{uW}) dargestellt sowie die Festigkeitsverluste, die durch Frostbeanspruchung gegenüber dem wassergelagerten Probekörper eintraten.

Boden-Kalk-Gemisch	q_{uF} [N/mm ²] arithmetisches Mittel	q_{uW} [N/mm ²] arithmetisches Mittel	Festigkeitsverlust 100 % - ($q_{uF}/q_{uW} \cdot 100$ %)
Bautzen (TL/UL) + 4 M.-% WFK	0,32	0,93	66
Leopoldshöhe (SU*/SE) + 4 M.-% WFK	0,11	0,57	81
Ravensburg (TL) + 4 M.-% WFK	0,07	-	-
Marktredwitz (SU*) + 4 M.-% WFK	0,06	0,24	75
Seelow (OH) + 4 M.-% WFK	0,04	0,26	85

Tabelle 7.2:

Ergebnisse der Eignungsprüfungen gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 an fünf ausgewählten Böden

Gemäß ZTVE-StB muss für Bodenverfestigungen die Zylinderdruckfestigkeit nach Frostbeanspruchung mindestens $0,2 \text{ N/mm}^2$ betragen. Demnach ist von den fünf untersuchten Böden nur der Lößlehm aus der Nähe von Bautzen für eine Verfestigung mit 4 M.-% Kalk geeignet. Dieser Boden bewies auch an der Autobahn A 4 seine gute Reaktivität mit Kalk. Als weniger reaktiv erwies sich in der Eignungsprüfung der Boden von Marktredwitz, ein verwitterter Phyllit. In situ wurden an den Bodenverbesserungen der Rastplatzzufahrt jedoch hohe Tragfähigkeiten gemessen. Dies war zu einem großen Anteil durch die hinzugefügten Steine erreicht worden. Dennoch war aber ein Anstieg der Tragfähigkeit über die Liegezeit eingetreten, und zwar nicht nur in den Feldern K2 und K3, in denen Kalkzugabemengen von 4 und 6 M.-% verwendet wurden, sondern auch in Feld K1 bei 2 M.-% Kalkzugabe (Kapitel 5.3). Eine vergleichsweise geringe Reaktivität mit Kalk zeigte der Mutterboden aus Seelow sowohl im Eignungstest als auch in situ. Der Festigkeitsverlust infolge Frostbeanspruchung war bei diesem Boden-Kalk-Gemisch am größten. Ebenfalls einen größeren Festigkeitsverlust zeigte das Boden-Kalk-Gemisch von Leopoldshöhe. Aufgrund des bei diesem Boden vergleichsweise hohen Anteils an Grobkorn war die absolute Festigkeit zwar relativ hoch, eine hydraulische Erhärtung hatte jedoch kaum stattgefunden.

Mit den Frostversuchen gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 konnte die unterschiedliche Eignung der fünf untersuchten Böden zur Verfestigung mit 4 M.-% Kalk nachgewiesen werden. Mit dem Ziel, einen zeitintensiven Frostversuch im Rahmen von Eignungsprüfungen zu vermeiden, wurde überprüft, ob eine Korrelation zwischen der Tragfähigkeit nach Frostbeanspruchung, nach Wasserlagerung und ohne besondere Beanspruchung besteht. Bereits bei den Frostversuchen an den Proben aus dem kalkbehandelten Planum der Untersuchungsstrecken konnte festgestellt werden, dass solche Boden-Kalk-Gemische, die bereits im Feld eine hohe Tragfähigkeit besaßen, auch nach Frostbeanspruchung stabiler waren.

7.4 Alternative Eignungsprüfung

7.4.1 Relation zwischen CBR-Werten nach Frostbeanspruchung, Wasserlagerung und Feuchtraumlagerung

Die Tragfähigkeit von Böden und Boden-Kalk-Gemischen wird durch eine Wasserlagerung und noch mehr durch eine Frostbeanspruchung gegenüber der Tragfähigkeit nach Feuchtraumlagerung reduziert (BRANDL 1966, 1967, WEHNER, SIEDECK, SCHULZE 1977, KÉZDI 1973).

Im Rahmen von den nachfolgend beschriebenen Laborversuchsreihen wurde der Einfluss der Wasserlagerung und der Frostbeanspruchung auf den CBR-Wert unterschiedlicher Boden-Kalk-Gemische untersucht. Als Versuchsböden wurden ein Lößlehm aus Uhyst (bei

Bautzen) und ein Ton des Rotliegenden aus der Nähe von Chemnitz/Sachsen verwendet. Es wurden CBR-Werte an Boden-Kalk-Gemischen mit einer Zugabe von 5 M.-% Kalkhydrat und einem Alter von 28 Tagen bestimmt. Der Proctorwassergehalt des Boden-Kalk-Gemisches von Uhyst betrug $w_{Pr} = 17$ M.-% und von Chemnitz $w_{Pr} = 22$ M.-%. Bei dem Boden-Kalk-Gemisch des Lößlehms aus Uhyst stieg mit zunehmendem Einbauwassergehalt die Tragfähigkeit an und fiel bei einem Einbauwassergehalt im Bereich des Proctoroptimums bzw. ab etwa 2 M.-% darunter deutlich ab (Abbildung 7.1). Ähnlich verhielten sich die Abhängigkeiten der Tragfähigkeiten nach Wasserlagerung und nach Frostbeanspruchung vom Einbauwassergehalt. Bei den CBR-Werten nach Frost-Tau-Beanspruchung wurde der Einfluss des Wassergehaltes geringer. CBR-Werte nach Frostbeanspruchung wurden sowohl im FTW-Versuch (CBR_{FTW}) als auch im Frosthebungsversuch (CBR_{FH}) bestimmt. Der maximale CBR_F -Wert des Boden-Kalk-Gemisches von Uhyst betrug zwischen 17 und 23 %. Bei dem Boden-Kalk-Gemisch des Rotliegenden aus Chemnitz betrug der maximale CBR_F -Wert 8 %.

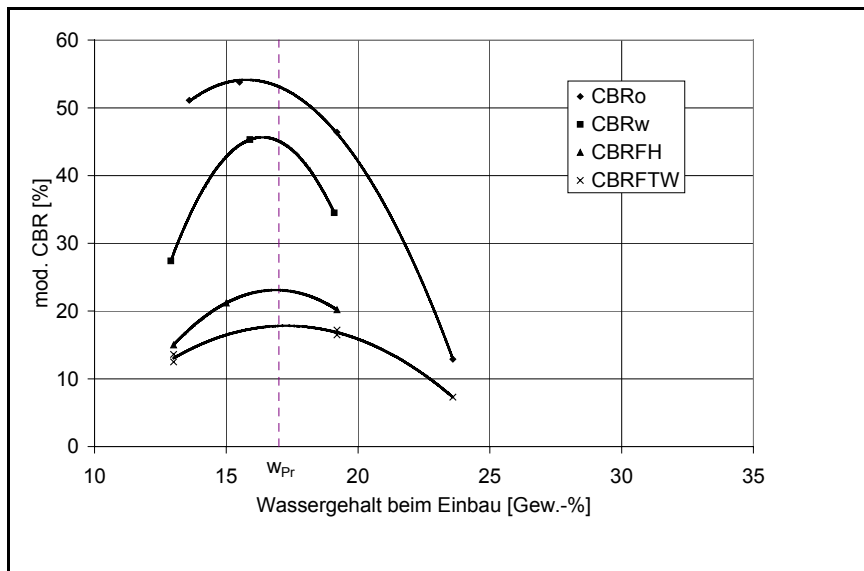
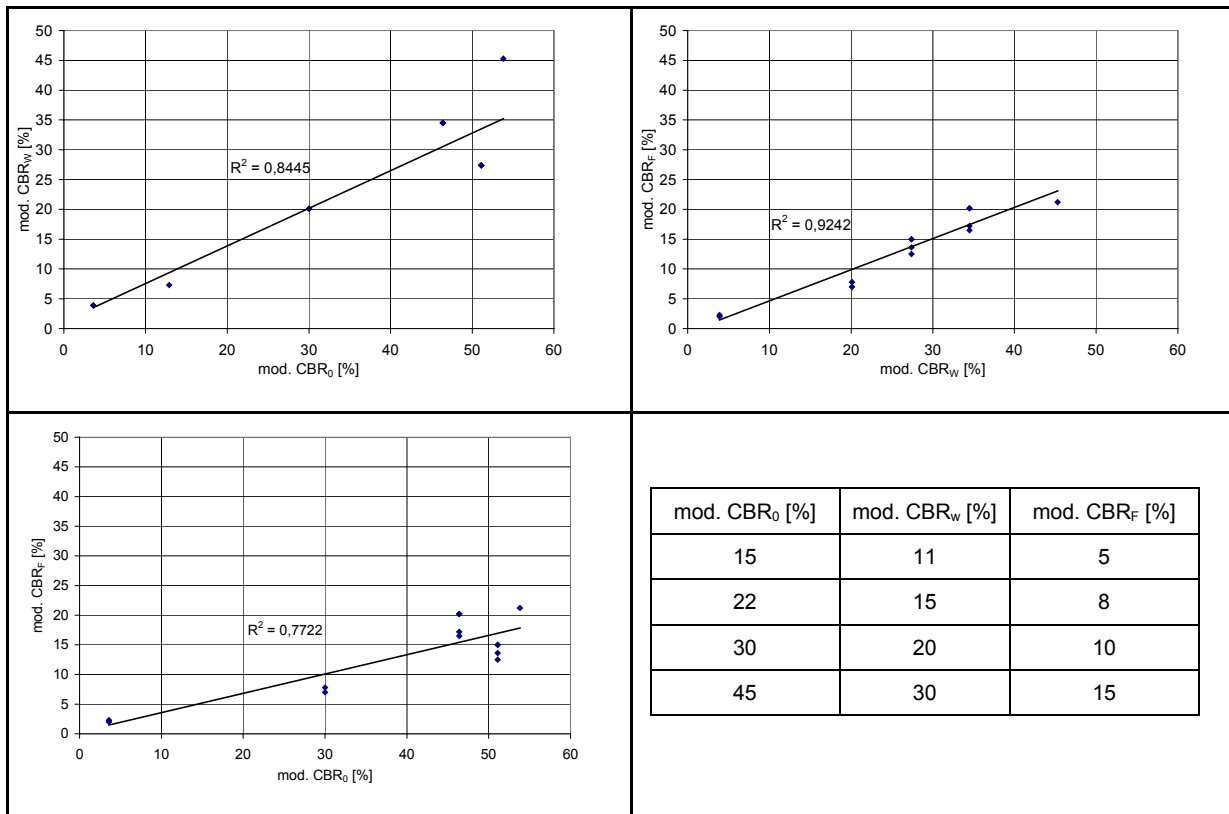


Abbildung 7.1:

Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Einbauwassergehalt (Uhyst + 5 M.-% Kalkhydrat, 28 Tage Abbindezeit, $w_{Pr} = 17$ %)

Wie aus der Abbildung 7.2 zu erkennen ist, besteht eine Beziehung zwischen den CBR_o -, CBR_w - und CBR_F -Werten. Das höchste Bestimmtheitsmaß ($R^2 = 0,9242$) besitzt die Korrelation zwischen dem CBR_w - und dem CBR_F -Wert. Das Verhältnis von $CBR_w : CBR_F$ beträgt etwa 2 : 1. Zur Kontrolle, ob nicht nur bei diesen beiden Boden-Kalk-Gemischen, sondern auch bei weiteren diese Abhängigkeit besteht, wurden von den Proben, die aus dem Planum entnommen wurden, ebenfalls modifizierte CBR_o -, CBR_w - und CBR_F -Werte bestimmt (Tabelle 7.3). Zusätzlich wurden Proctorkörper aus unbehandelten Böden hergestellt und die CBR_F und CBR_w -Werte ermittelt. Die Abhängigkeit der CBR-Werte von den Proben aus dem Planum und den Laborproben aus unbehandeltem Boden sind in Abbildung 7.3 dargestellt.

**Abbildung 7.2:**

Korrelation zwischen CBR₀, CBR_w und CBR_F für die im Labor hergestellten Boden-Kalk-Gemische der Versuchsböden Uhyst (TL/UL) und Chemnitz (TM) mit unterschiedlichen Einbauwassergehalten

Proben aus Planum	mod. CBR ₀ [%]	mod. CBR _w [%]	Arithmetisches Mittel von mod. CBR _{FTW} und mod CBR _{FH} [%]
A 4, Bautzen, Stelle 1	-	22,0	9,0
A 4, Bautzen, Stelle 2	-	39,3	23,1
A 93, Marktrechwitz, K3	13,1	20,4	9,2
A 93, Marktrechwitz, K2	-	20,4	16,0
B 93, Zwickau	16,5	-	6,9
B 29, Schwäbisch Gmünd	36,4	-	4,4
B 290, Parkplatz Schwabsberg	18,1	13,9	4,5
B 290, Straße Schwabsberg	37,9	-	8,4
B 470, Ottenhofen	7,1	-	2,7
Wirtschaftsweg Seelow	9,6	-	2,1
B 79, Dardesheim	9,2	5,2	3,0
Heubach, Stelle 2	9,1	-	0,2
B 13, Ottenhofen	4,8	3,2	1,3
B 107, Großbothen	-	8,8	4,3
Radweg, Ravensburg	-	4,4	2,6
L 712 n, Leopoldshöhe	-	17,0	7,8

Tabelle 7.3:

Modifizierten CBR₀-, CBR_w- und CBR_F-Werte der Proben aus dem Planum

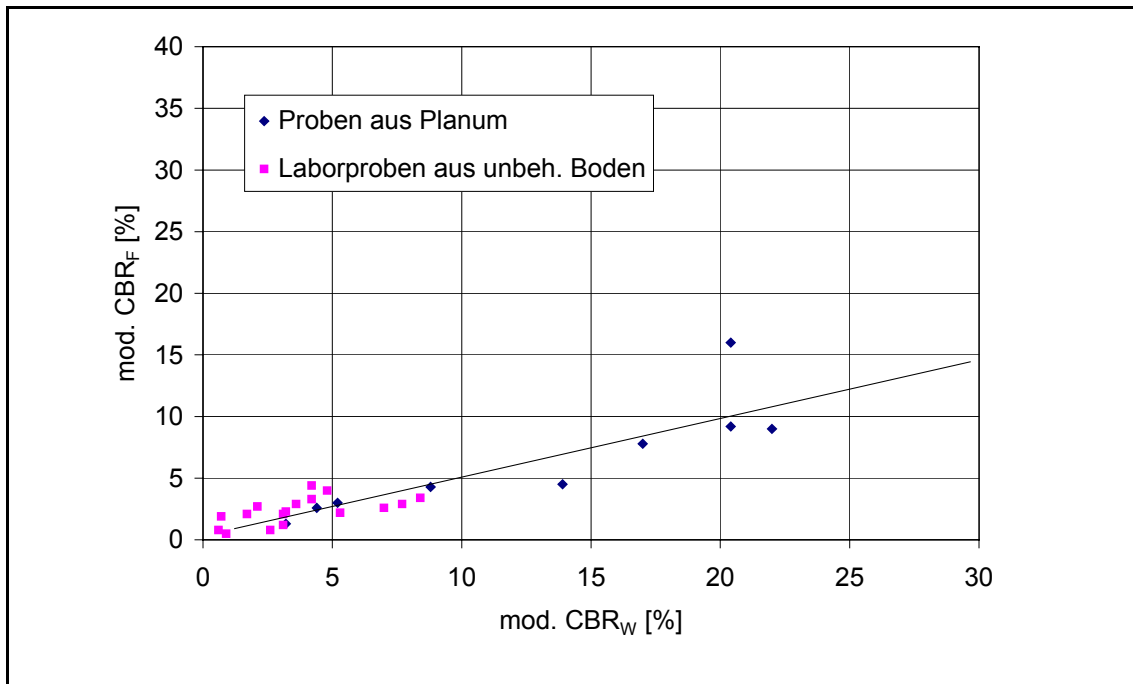


Abbildung 7.3:

Korrelation zwischen CBR_W und CBR_F für kalkbehandelte und unbehandelte Böden

Wie die Abbildung 7.3 zeigt, entspricht die Beziehung zwischen dem modifizierten CBR_W- und dem CBR_F-Wert bei behandelten Proben aus dem Planum und unbehandelten Böden der Beziehung, die auch bei den im Labor hergestellten Boden-Kalk-Gemischen ermittelt wurde. Folglich ist es möglich, anhand der CBR_W-Werte auf die CBR_F-Werte zu schließen.

7.4.2 Eignungsprüfung anhand von CBR_W-Werten

Es wurden die modifizierten CBR_W-Werte ausgewählter Boden-Kalk-Gemische bestimmt und anhand dessen ihre Eignung zur Behandlung mit Kalk bewertet. Um eine Tragfähigkeitserhöhung feststellen zu können, wurden außerdem die modifizierten CBR_W-Werte der unbehandelten Ausgangsböden ermittelt.

Für die Versuche wurden Proctorkörper mit dem optimalen Wassergehalt hergestellt, in den Probenrahmen eingebaut, vier Tage unter Wasser gelagert und anschließend der modifizierte CBR_W-Wert bestimmt.

In Tabelle 7.4 sind die modifizierten CBR_W-Werte der unbehandelten Ausgangsböden nach der Höhe der Tragfähigkeit geordnet dargestellt. Die feinkörnigen Böden besaßen meist CBR_W-Werte von weniger als 8 %. Höhere CBR_W-Werte von mehr als 24 % besaßen die Böden der Bodengruppen ST und SE.

Bezeichnung des Bodens	Boden- gruppe	w [%] beim Ein- bau ($\approx w_{Pr}$)	ρ_d [g/cm ³] beim Einbau	w [%] unter Stempel	mod. CBR _w [%]
Großbothen / Döbeln	ST	8,7	2,074	8,0	39,6
Leopoldshöhe	SU*/SE	10,8	1,937	11,2	24,5
Uhyst	TL/UL	13,5	1,853	14,0	8,4
Mauer	TL	16,0	1,698	16,9	7,7
Allstedt	TL	17,4	1,653	20,0	7,0
Biedenkopf	TL	18,2	1,691	19,1	5,3
Marktredwitz	ST*	21,7	1,694	20,0	4,8
Bautzen	TL/UL	12,2	1,810	13,5	4,2
Dardesheim	OU	17,8	1,547	23,3	4,2
Schmiedewalde	TL	15,0	1,744	16,9	3,6
Schwabsberg Parkplatz	TL	15,5	1,701	18,5	3,2
Zwickau	TM	16,8	1,680	18,7	3,1
Henneberg	TL	15,9	1,722	16,55	3,1
Römershausen	TL	14,5	1,621	20,1	2,9
Ottenhofen	TL	19,4	1,624	44,6	2,6
Oggenhausen	TA	36,5	1,754	40,8	2,2
Haubern	TL	14,9	1,566	21,4	2,1
Reutlingen	TM	20,5	1,539	26,5	1,7
Ravensburg	TL	14,9	1,690	20,0	1,7
Schwabsberg, Straße	TA	27,0	1,295	18,5	0,9
Seelow	OH	17,0	1,607	20,6	0,7
Schwäbisch Gmünd	TM	14,1	1,570	23,3	0,6

Tabelle 7.4:
CBR_w-Werte der unbehandelten Böden

Die Beurteilung der Tragfähigkeit nach Wasserlagerung von verschiedenen Boden-Kalk-Gemischen erfolgte an Probekörpern, die mit 4 M.-% Kalk, also der Mindestmenge für eine Verfestigung, und mit dem optimalen Wassergehalt des Boden-Kalk-Gemisches hergestellt wurden. Die mit dem entsprechenden Wassergehalt vorbereiteten Böden wurden mit Kalk gemischt und bei Verwendung von Weißfeinkalk 24 Stunden und bei Verwendung von Kalkhydrat eine Stunde unter Luftabschluss entsprechend den Vorgaben der TP BF-StB Teil B 11.5 gelagert. Im Anschluss an die Reaktionszeit wurden Probekörper hergestellt, entformt und in Folien und Plastiktüten eingewickelt. In Abweichung von der TP BF-StB Teil B 11.5 lagerten die Proben 28 Tage im Feuchtraum bei einer Temperatur von +20 °C. Anschließend wurden die Proben in den Probenrahmen eingebaut und vier Tage unter Wasser gelagert. Der modifizierte CBR_w-Wert wurde an der Probenoberseite und -unterseite bestimmt.

In der Tabelle 7.5 sind nach der Größe geordnet die CBR_w-Werte der verschiedenen Boden-Kalk-Gemische aufgelistet. Zusätzlich sind die charakteristischen Kennwerte der Proben, wie die Bodengruppe nach DIN 18 196, der Wassergehalt und die Trockendichte beim Einbau sowie der Wassergehalt unter dem CBR-Stempel an der Probenoberseite und -unterseite, dargestellt.

Probe	Boden- gruppe	w [%] vor Mischen	w [%] beim Einbau	ρ_d [g/cm ³] beim Einbau	w [%] unter Stempel, oben, unten	mod. CBR _w [%], oben, unten	mod. CBR _w [%], arithmetisches Mittel
Oggenhausen + 4 M.-% WFK	TA	38,4	43,8	1,083	49,9 50,5	88,6 48,0	68,3
Zwickau + 4 M.-% WFK	TM	24,5	20,8	1,551	22,4 23,2	56,1 60,6	58,4
Bautzen + 4 M.-% WFK	TL	20,0	18,0	1,716	18,4 19,0	41,3 36,9	39,1
Allstedt + 4 M.-% WFK	TL	25,0	22,7	1,565	22,4 24,0	45,7 26,8	36,3
Leopoldshöhe + 4 M.-% WFK	SU*/SE	16,4	13,7	1,859	12,5 14,1	32,8 30,5	31,7
Schwabsberg (Straße) + 4 M.-% WFK	TA	36,0	34,0	1,301	33,0 37,6	34,4 25,2	29,8
Henneberg + 4 M.-% WFK	TL	23,8	22,1	1,650	21,7 22,7	25,9 24,3	25,1
Schwäbisch Gmünd + 4 M.-% WFK	TM	21,4	18,9	1,541	22,8 26,0	27,7 21,5	24,6
Haubern + 4 M.-% WFK	UL	22,9	21,4	1,523	22,8 21,2	28,1 18,2	23,2
Schwabsberg (Parkplatz) + 4 M.-% WFK	TL	23,0	21,0	1,644	23,4 21,4	20,2 23,8	22,0
Ottenhofen + 4 M.-% WFK	TL	25,0	24,2	1,577	22,8 22,5	27,5 16,5	22,0
Ravensburg + 4 M.-% WFK	TL	21,5	19,3	1,630	21,2 21,5	19,5 16,3	17,9
Seelow + 4 M.-% WFK	OH	26,0	23,7	1,514	23,9 23,2	15,8 13,7	14,8
Dardesheim + 4 M.-% WFK	OU	25,9	23,5	1,533	25,4 23,3	14,3 11,9	13,1
Mauer + 4 M.-% WFK	TL	24,0	21,7	1,629	22,4 22,1	13,4 10,8	12,1

Tabelle 7.5:
CBR_w-Werte der Boden-Weißfeinkalk-Gemische

Zusätzlich zu den oben dargestellten Versuchen wurden Eignungsprüfungen mit Kalkhydrat (KH) durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 7.6 dargestellt.

Probe	Boden- gruppe	w [%] vor Mischen	w [%] beim Einbau	ρ_d [g/cm ³] beim Einbau	w [%] unter Stempel, oben, unten	mod. CBR _w [%], oben, unten	mod. CBR _w - Wert [%], arithmetisches Mittel
Zwickau + 4 M.-% KH	TM	20,8	18,6	1,634	22,6 22,6	72,9 59,6	66,3
Oggenhausen + 4 M.-% KH	TA	38,5	34,4	1,227	47,5 40,7	72,8 22,0	47,4
Schwäbisch Gmünd + 4 M.-% KH	TM	17,1	15,9	1,631	21,0 23,8	42,2 28,4	35,3
Henneberg + 4 M.-% KH	TL	19,9	17,7	1,661	20,0 21,4	38,3 28,6	33,5
Ravensburg + 4 M.-% KH	TL	18,0	17,5	1,700	19,3 21,5	22,7 26,8	24,8
Leopoldshöhe + 4 M.-% KH	SU*/SE	14,4	13,6	1,865	14,3 13,9	20,1 22,0	21,1
Dardesheim + 4 M.-% KH	OU	21,7	20,6	1,521	21,8 25,1	21,8 13,9	17,9
Schwabsberg (Park- platz) + 4 M.-% KH	TL	25,5	24,5	1,590	26,9	17,7	17,7
Schwabsberg (Straße) + 4 M.-% KH	TA	34,0	32,5	1,342	36,1 37,9	14,7 20,0	17,4
Seelow + 4 M.-% KH	OH	22,0	18,7	1,579	22,5 24,9	14,6 13,7	14,2

Tabelle 7.6:
CBR_w-Werte der Boden-Kalkhydrat-Gemische

Aus den Versuchen zeigte sich, dass die Boden-Kalk-Gemische unterschiedliche Tragfähigkeiten entwickelt haben. Für eine Bewertung der Eignung ist aber nicht allein der absolute CBR_W -Wert zu betrachten, sondern auch der CBR_W -Wert des Ausgangsbodens. Bei dem Boden aus Leopoldshöhe wurde beispielsweise ein grob- bis gemischtkörniger Boden mit Kalk behandelt, der seine Tragfähigkeit im Vergleich zum Ausgangsboden kaum änderte, absolut betrachtet aber eine hohe Tragfähigkeit besaß. Dieser Boden wird als ungeeignet oder gering reaktiv klassifiziert.

Bei den feinkörnigen Böden wird nachfolgend nicht die Änderung der Tragfähigkeit, sondern das absolute Maß der Tragfähigkeit bewertet, da bei ihnen davon ausgegangen werden kann, dass die modifizierten CBR_W -Werte vergleichbar gering sind und weniger als 8 % betragen. Wie die Versuche zeigten, erhöhte die Kalkbehandlung bei allen feinkörnigen Böden die Tragfähigkeit. Zur Bewertung der Reaktivität bzw. Eignung der Böden für die Behandlung mit Kalk wurde das folgende Kriterium aufgestellt.

++	= sehr gute Reaktivität und Eignung (mod. $CBR_W > 30 \%$; mod. $CBR_F > 15 \%$)
+	= gute Reaktivität und Eignung (mod. $CBR_W = 15 - 30 \%$, mod. $CBR_F = 8 - 15 \%$)
-	= keine bis geringe Reaktivität und Eignung (mod. $CBR_W < 15 \%$, mod. $CBR_F < 8 \%$)

Eine Gesamtübersicht der modifizierten CBR_W -Werte der Ausgangsböden und Boden-Kalk-Gemische sowie eine Bewertung der Reaktivität und Eignung der Böden zur Behandlung mit Kalk enthält die Tabelle 7.7.

Probenbezeichnung	unbehandelter Boden	Boden mit 4 M.-% WFK	Boden mit 4 M.-% KH	Reaktivität / Eignung	Boden / Serie
	mod. CBR_W [%]	mod. CBR_W [%]	mod. CBR_W [%]		
Oggenhausen	2,2		47,4	++	Verwitterungslehm
Zwickau	3,1	58,4	66,3	++	Lößlehm
Uhyst	8,4	-	45,0	++	Lößlehm
Bautzen	4,2	39,1	-	++	Lößlehm
Schwäbisch Gmünd	0,6	-	35,3	++	Knollenmergel
Allstedt	7,0	36,3	-	++	Auelehm
Schwabsberg, Straße	0,9	29,8	17,4	+	Knollenmergel
Henneberg	3,1	25,1	33,5	+ / ++	Muschelkalk
Haubern	2,1	23,2	-	+	Unterer Buntsandstein
Parkplatz Schwabsberg	3,2	22,0	17,7	+	Knollenmergel
Ottenhofen	2,6	22,0	-	+	Gipskeuper
Ravensburg	1,7		24,8	+	Geschiebemergel
Dardesheim	4,2	13,1	17,9	-	org. Auelehm
Seelow	0,7	14,8	14,2	-	Mutterboden
Leopoldshöhe	24,5	31,7	21,1	-	Geschiebesand

Tabelle 7.7:

Vergleich der CBR_W -Werte von kalkbehandelten und unbehandelten Böden und Bewertung der Eignung der Böden

Eine sehr gute Reaktivität mit Kalk besaßen die Lößlehme. Dies könnte, wie bereits eingangs erwähnt wurde, mit einem hohen Anteil an amorphen Verwitterungsprodukten zusammenhängen. Die Ursache für die sehr gute Reaktivität des Verwitterungslehms aus Oggenhausen ist der hohe Feinkornanteil, der hauptsächlich aus Montmorilloniten besteht. Montmorillonite sind aufgrund ihrer schwach ausgeprägten Kristallinität leicht löslich und besitzen eine hohe Kationenaustauschkapazität. Diese beiden Eigenschaften wirken sich günstig auf ihre Reaktivität aus. Eine sehr gute Reaktivität besaßen auch der Knollenmergel aus Schwäbisch Gmünd und der Auelehm aus der Nähe von Allstedt. Auch Böden mit höheren natürlichen Kalkanteilen, wie z. B. Geschiebemergel und Gipskeuper, zeigten Reaktionen mit Kalk. Bei sulfathaltigen Böden muss die Quellneigung (Ettringit- und Thaumasitbildung) berücksichtigt werden (HUNTER 1988, RAJASEKARAN et al. 1996, KELLER, MOSTHOF, LAPTEV, GILDE 2002). Ebenfalls gut reagierte der Knollenmergel aus der Nähe von Schwabsberg bei Ellwangen. Wenig reaktiv sind grobkörnige Böden und Böden mit einem hohen Anteil an Huminstoffen, die dem Boden eine dunkle Farbe geben. Gemäß dem Merkblatt für Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln (1997) sind Böden mit organischen Beimengungen und organogene Böden (Bodengruppen OU, OT) für eine Bodenverfestigung mit Feinkalk und Kalkhydrat als „geeignet“ ausgewiesen. Wie die Versuche mit dem organischen Auelehm und dem Mutterboden zeigten, sind organische Böden der Bodengruppen OH und OU nicht bzw. nur beschränkt geeignet.

8 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNG

Bodenverbesserungen mit Weißfeinkalk und Kalkhydrat im Planumsbereich von Straßen werden mit dem Ziel durchgeführt, zu feuchte fein- und gemischtkörnige Böden anforderungsgerecht verdichten zu können. Da in der Praxis nicht nur kurzfristig, sondern auch langfristig gute Erfahrungen mit der Bodenverbesserung mit Kalk gesammelt wurden, stellte sich die Frage, ob bei der Ausführung von Bodenverbesserungen mit Weißfeinkalk und Kalkhydrat im Planumsbereich von Verkehrsflächen die Dicke des frostsicheren Oberbaus reduziert werden kann. Voraussetzung dafür ist, dass die Bodenverbesserung dauerhaft eine ausreichende Tragfähigkeit gewährleistet und keine schädlichen Frosthebungen verursacht.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde das Gebrauchsverhalten von ausgeführten Bodenverbesserungen untersucht. Dazu erfolgten Recherchen bei Bauverwaltungen, Ingenieurbüros, Baufirmen und Prüflabors nach Strecken mit kalkbehandelten Planumsbereichen, die in Deutschland existieren und bereits mehrjährigen Beanspruchungen aus Verkehr und Frost unterworfen waren. Von 30 Objekten wurden Informationen über die Frost- und Verkehrsbeanspruchung, den Straßenaufbau und die Bedingungen beim Einbau erfasst sowie der Zustand der Strecken durch visuelle Begutachtung aufgenommen. Vergleichsstrecken ohne Kalkbehandlung wurden ebenfalls in die Untersuchungen einbezogen. Die Deckschichten der Verkehrsflächen, die nach RStO bemessen wurden, zeigten keine Schäden, die auf Frosthebungen oder zu geringe Tragfähigkeiten der kalkbehandelten Planumsbereiche zurückzuführen waren.

Es wurden Aufgrabungen und Tragfähigkeitsmessungen auf dem Planum mit dem dynamischen und statischen Plattendruckversuch sowie dem Feld-CBR-Versuch durchgeführt. Die Messungen ergaben, dass die Tragfähigkeiten von Bodenverbesserungen mit Kalk nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer stark variieren. Die E_{V2} -Moduln reichten von 16 MN/m² bis 279 MN/m². Vergleiche der Eigenschaften der Boden-Kalk-Gemische mit den gemessenen Tragfähigkeiten bestätigen, dass folgende Faktoren die langfristige Tragfähigkeit einer Bodenverbesserung maßgeblich beeinflussen:

- Kalkzugabemenge
- Bodenart
- Verdichtungsgrad.

Ein Vergleich der Tragfähigkeitsprüfungen nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer mit denen direkt nach dem Einbau ergab, dass die Tragfähigkeit einer Bodenverbesserung dauerhaft erhalten bleibt und in den meisten Fällen mit der Zeit noch zunahm, wenn die Kalkzugabemenge mehr als rund 2 M.-% betrug und der behandelte Boden nicht ungeeignet war (z. B. Mutterboden). Ziel einer Bodenbehandlung des Planums ist es aber nicht, eine allzu

starre Schicht zu herzustellen, sondern einen Übergang zum weichen Untergrund zu schaffen. Wie die Untersuchungen in situ zeigten, wird diese Eigenschaft von kalkbehandelten Bodenschichten erfüllt.

Für Laborversuche wurden ungestörte Proben aus dem kalkbehandelten Planum sowie gestörte Proben des anstehenden unbehandelten Ausgangsbodens entnommen. Zur Beschreibung der Böden wurden ihre charakteristischen Eigenschaften wie Korngrößenverteilung, Plastizität, Verdichtbarkeit, Glühverlust, Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN, pH-Wert und Kalkgehalt sowie die mineralogische und chemische Zusammensetzung bestimmt.

Anhand von Elektronenmikroskopien konnte nachgewiesen werden, dass Bodenverbesserungen, die in situ eine vergleichsweise hohe Tragfähigkeit besaßen, eine Gelmasse aus Calcium und Silicium gebildet hatten und somit hydraulisch verfestigt waren. Boden-Kalk-Gemische, bei denen diese Gelmasse nachgewiesen werden konnte, waren reaktive Böden (Lößlehm und Verwitterungslehm), die mit mehr als 4 M.-% Kalk verbessert wurden.

Für die Bewertung der Witterungsempfindlichkeit von Bodenverbesserungen wurden die Proben aus dem Planum und im Vergleich dazu die unbehandelten Ausgangsböden hinsichtlich ihres Verhaltens gegenüber Wasser und Frost untersucht.

Das Verhalten gegenüber Wasser wurde durch das Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN, die Fließ- und Ausrollgrenzen und Wasserlagerungsversuche (Wasseraufnahme, Hebung durch Quellen, Tragfähigkeit nach Wasserlagerung) ermittelt. Das Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN der Boden-Kalk-Gemische war im Allgemeinen geringer als das der unbehandelten Ausgangsböden. Dies weist darauf hin, dass die Hydrathüllen durch die Kalkzugabe dauerhaft verringert wurden. Bei Boden-Kalk-Gemischen, deren Ausgangsböden eine Plastizitätszahl von $I_p < 15 \%$ besaßen, war der Wassergehalt an der Fließgrenze geringer als bei den Ausgangsböden; bei den übrigen Boden-Kalk-Gemischen war w_L größer. Der Wassergehalt an der Ausrollgrenze wurde bei allen Böden durch die Kalkzugabe langfristig erhöht. Für den Wasserlagerungsversuch wurde ein spezieller Probenrahmen entwickelt. Die von den Boden-Kalk-Gemischen nach vier Tagen aufgenommene Wassermenge war im Allgemeinen nicht signifikant geringer als bei den unbehandelten Ausgangsböden. Die Neigung zum Quellen der Böden wurde durch die Kalkverbesserung verringert oder sogar aufgehoben. Die Tragfähigkeit nach einer Wasserlagerung war in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge und der Bodenart höher als bei dem Ausgangsboden.

Das Verhalten der Bodenverbesserungen und unbehandelten Ausgangsböden gegenüber Frost wurde mit drei Varianten von Frostversuchen ermittelt.

-
- Zum einen wurden Frostversuche entsprechend TP BF-StB Teil B 11.5 durchgeführt. Proben aus dem Planum mit Kalkzugabemengen von 1 M.-%, 1,5 M.-% und 2 M.-% besaßen nach Frost-Tau-Beanspruchung nur noch geringe einaxiale Druckfestigkeiten oder waren während des Versuches sogar zerfallen. Die Probe aus einer Bodenverbesserung mit einer Gebrauchsdauer von 30 Jahren, bei der ein Lößlehm mit 6 M.-% Kalk behandelt wurde, besaß sowohl vor als auch nach einer Frost-Tau-Beanspruchung vergleichsweise hohe einaxiale Druckfestigkeiten.
 - Als Alternative zum Frostversuch nach TP BF-StB Teil B 11.5 wurde ein Frostversuch durchgeführt, bei dem die Proben im eigens entwickelten Probenrahmen 12 Frost-Tau-Wechseln unterworfen wurden. In der Auftauphase besaßen sie die Möglichkeit, aus einem Fußbad Wasser aufzunehmen. Während des Versuches wurden die Frosthebungen und nach der letzten Tauphase die verbleibende Tragfähigkeit bestimmt.
 - Als weitere Alternative wurde ein Frosthebungsversuch durchgeführt. Hierzu wurde ein Versuchsstand entwickelt, in dem die Probe von der Oberseite mit einer Kälteplatte gefroren wurde und von der Unterseite ständig Wasser aufnehmen konnte. Es wurden die Frosthebungen und die Tragfähigkeiten nach dem Auftauen bestimmt.

Die Frostversuche ergaben, dass eine Verbesserung des Bodens mit Weißfeinkalk oder Kalkhydrat die Frosthebungen nicht signifikant reduziert. Bei einer Bodenverbesserung, bei der hydraulischer Kalk verwendet wurde, war die Frosthebung hingegen deutlich herabgesetzt. Die Tragfähigkeit nach Frost-Tau-Beanspruchung war hauptsächlich von der Kalkzugabemenge und der Bodenart abhängig.

Es wurden Bewertungskriterien für die zulässige Frosthebung und erforderliche Tragfähigkeit nach dem Auftauen formuliert, um die untersuchten Bodenverbesserungen in Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB einzuteilen. Hierbei ergab sich, dass Bodenverbesserungen mit Weißfeinkalk oder Kalkhydrat aufgrund der Frosthebung nicht in die Frostempfindlichkeitsklasse F1 (nicht frostempfindlich) eingruppiert werden können. Bei allen Bodenverbesserungen waren die Frosthebungen aber in der Größenordnung, dass sie der Frostempfindlichkeitsklasse F2 (gering bis mittel frostempfindlich) zugeordnet werden können. Die untersuchten Bodenverbesserungen erfüllten nur die Anforderungen an die Tragfähigkeit nach dem Auftauen für die Frostempfindlichkeitsklasse F2, wenn die Kalkzugabemenge 3 M.-% überstieg und der zu behandelnde bindige Boden nicht „ungeeignet“ war. Als ungeeignet ergaben sich Böden mit einem hohen Anteil an Huminstoffen (z. B. Bodengruppen OH, OU). Ausgewählte Böden wurden im Rahmen von Eignungsprüfungen auf ihre Reaktivität mit Kalk untersucht, wobei sich die in Tabelle 8.1 dargestellte Klassifizierung ergab.

Boden / Serie	Bodengruppe nach DIN 18 196	Herkunft	Eignung
Verwitterungslehm	TA	Oggenhausen	++
Lößlehm	TM	Zwickau	++
Lößlehm	TL/UL	Uhyst	++
Lößlehm	TL/UL	Bautzen	++
Knollenmergel	TM	Schwäbisch Gmünd	++
Auelehm	TL	Allstedt	++
Muschelkalk	TL	Henneberg	+ (++)
Unterer Buntsandstein	UL	Haubern	+
Knollenmergel	TA und TL	Schwabsberg	+
Gipskeuper	TL	Ottenhofen	+
Geschiebemergel	TL	Ravensburg	+
org. Auelehm	OU	Dardesheim	-
Mutterboden	OH	Seelow	-
Geschiebesand	SU*/SE	Leopoldshöhe	-
++ = sehr gute Eignung + = gute Eignung - = keine bis geringe Eignung			

Tabelle 8.1:

Beispiele der Eignung ausgewählter Böden zur Behandlung mit Kalk

In Bezug auf die Reduktion der Dicke des frostsicheren Oberbaus bei Ausführung einer Bodenverbesserung mit Weißfeinkalk oder Kalkhydrat kann geschlussfolgert werden, dass alle Bodenverbesserungen der Frostempfindlichkeitsklasse F2 zugeordnet werden können und damit die Dicke des frostsicheren Oberbaus um 10 cm reduziert werden kann, wenn die Kalkzugabemenge mehr als 3 M.-% beträgt und kein ungeeigneter Boden (z. B. Böden der Bodengruppen OH, OU) behandelt wird.

Es wird davon ausgegangen, dass die behandelte Schicht eine Dicke von mindestens 20 cm im verdichteten Zustand besitzt. Des Weiteren wird vorausgesetzt, dass der Kalk mit einer Bodenfräse mit ausreichender Anzahl von Übergängen in den Boden homogen eingearbeitet wird und der Wassergehalt beim Einbau sich nahe dem Optimum des Boden-Kalk-Gemisches befindet. Weitere Randbedingungen, wie beispielsweise der Schutz des kalkbehandelten Planums vor Überfeuchtung und Austrocknung sowie Gefrieren in den ersten zwei bis drei Monaten nach der Herstellung, sind bei der Bauausführung einzuhalten. Auf eine ausreichende Verdichtung ist besonders Wert zu legen. Eine Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle erhöht dabei die Qualität der Bodenbehandlung.

Eine Bemessungswirksamkeit von Bodenverbesserungen mit Kalk soll unter den oben genannten Bedingungen und in dem oben genannten Umfang möglich sein und in der RStO berücksichtigt werden. Unbeeinflusst von dieser Aktualisierungsempfehlung für Bodenverbesserungen sollen Bodenverfestigungen weiterhin, wie in der RStO 01 enthalten, die Dicke

des frostsicheren Oberbaus um 20 cm reduzieren können, wenn das Boden-Kalk-Gemisch in der Eignungsprüfung nach TP BF-StB Teil B 11.5 seine Frostsicherheit bewiesen hat.

Bei der Ausführung einer Bodenverbesserung, die auf den frostsicheren Oberbau mit 10 cm angerechnet wird, soll auf Frostversuche im Rahmen der Eignungsprüfung verzichtet werden dürfen. Es sollten lediglich bei Böden, deren Reaktivität nicht bekannt ist, weniger aufwendige CBR-Versuche nach Wasserlagerung an den Boden-Kalk-Gemischen durchgeführt werden. Für diese Art der Eignungsprüfung wurden im Rahmen dieser Arbeit Empfehlungen für die Versuchsdurchführung und die Bewertung erarbeitet.

9 VERZEICHNISSE

Literaturverzeichnis

- ABICHT, E., FREUDENBERG, G., HUNDT, J. (1976): Das Langzeit-Tragfähigkeitsverhalten von Kalkstabilisierungen unter praktischen Bedingungen, Die Straße, Nr. 5, S. 201-204
- AI-REFEAI, T. O. (1997): Resilient Behaviour of Fine-Grained Soil Treated with Lime, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, S. 1561-1565
- ANDREWS, D. C., O'FLAHERTY, C. A. (1968): Lime Type and Quality in Relation to the Stabilization of Soils with Different Gradations and Clay Minerals, Proceedings Aus. Road Research Board, Vol. 4, Part 2, S. 1285-1306
- ANDRIEUX, P. (1976): Die Verwendung von Kalk in Frankreich zur Behandlung von Böden in Dämmen, Straße und Tiefbau, Nr. 6, S. 23-25
- BALOGUN, L. A. (1984): Influence of Geological Origin on the Geotechnical Properties of Lime-Stabilized Laterites, Proceedings of the 8th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, S. 355-362
- BEHR, H. (1984): Über klimatische Grundlagen für Frostschutzmaßnahmen im Straßenbau, Straße und Autobahn, Nr. 4, S. 135-140
- BELL, F. G., TYRER, M. J. (1987): Lime Stabilisation and Clay Mineralogy, Proceedings Conference Foundation and Tunnels - '87, Engineering Technics Press, Edinburgh, Vol. 2, S. 1-7
- BELL, F. G. (1988): Stabilization and Treatment of Clay Soils with Lime, Part 1 and 2, Ground Engineering, S. 10-15 und 22-30
- BETHÄUSER, A., BRAND, W. (1961): Bodenverfestigung mit Kalk als rationelle Planumsverbesserung im Eisenbahnbau, Sonderdruck Der Tiefbau, Nr. 4, S. 198-202
- BHASIN, N. K., DHAWAN, P. K., MEHTA, H. S. (1978): Lime Requirement in Soil Stabilisation, Highway Research Bulletin, Nr. 7, S. 15-26
- BOOTH, D. B. (1981): Macroscopic Behavior of Freezing Saturated Silty Soils, Cold Regions Science and Technology, Nr. 3, S. 163-174
- BOYNTON, R. S. (1970): Erfahrungen mit der Kalk-Bodenverfestigung in den USA, Zement-Kalk-Gips, Nr. 11, S. 522-529
- BRAND, W. (1958): Die Bodenstabilisierung mit Kalk, Sonderdruck Straße und Autobahn, Nr. 11, S. 426-432
- BRAND, W. (1959 a): Die Verbesserung der technologischen Eigenschaften von Schluffböden für den Erdbau, Straßen- und Tiefbau, Nr. 5, S. 340-344
- BRAND, W. (1959 b): Die Bodenstabilisierung mit Kalk im Wege-, Straßen- und Erdbau, Straßen- und Tiefbau, Nr. 3, S. 170-176
- BRAND, W. (1960): Systematik der Bodenverfestigung und Technologie der Bodenstabilisierung mit Kalk, Straße und Autobahn, Nr. 10, S. 443-450
- BRAND, W. (1962): Der Einfluss von Kalziumhydroxyd auf die Eigenschaften schluffiger Böden im Straßenbau, Dissertation, Aachen

-
- BRAND, W. (1964): Die Bodenverfestigung als konstruktive und betriebstechnische Maßnahme im Erd- und Straßenbau, Straßenbau-Technik, Nr. 13, S. 936-940
- BRAND, W. (1966): Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung von Kalk zur Stabilisierung bindiger Erdstoffe, Der Bauingenieur, Nr. 3, S. 94-97
- BRANDL, H. (1966): Die Änderung der bodenphysikalischen Kennziffern und Festigkeitseigenschaften kalk- und zementstabilisierter Böden durch Frosteinwirkung, Dissertation TH Wien
- BRANDL, H. (1967): Der Einfluss des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, Nr. 8, S. 5-46
- BRANDL, H. (1968): Die Frostbeständigkeit stabilisierter feinkörniger Böden, Straßen- und Tiefbau, Nr. 12, S. 897-903
- BRANDL, H. (1970 a): Die Kornverfeinerung von Kiesen beim Einbau als Tragschichtmaterial, Straßen- und Tiefbau, Nr. 7, S. 579-589
- BRANDL, H. (1970 b): Großversuche zur Ermittlung der Frostgefährdung von Kiesen, Straße und Autobahn, Nr. 3, S. 102-111
- BRANDL, H. (1971): Zusammenhänge zwischen den chemisch-physikalischen Eigenschaften stabilisierter Böden, Straßen- und Tiefbau, Nr. 4, S. 287-300
- BRANDL, H. (1976): Ein Mineralkriterium zur Beurteilung der Frostgefährdung von Kiesen, Straße und Autobahn, Nr. 9, S. 348-349
- BRANDL, H. (1977): Ungebundene Tragschichten im Straßenbau (Verdichtung, Kornverfeinerung, Frostbeständigkeit Tragverhalten, Dimensionierung, Qualitätsanforderungen, Prüfung), Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung, Nr. 67, Wien
- BRANDL, H. (1978): Frostkriterien von Korngemischen, Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen im Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, Nr. 70, Wien, S. 21-33
- BRANDL, H. (1981): Alteration of Soil Parameters by Stabilisation with lime, Proceedings 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 3, S. 587-594
- BRANDL, H. (1999): Long Term Behaviour of Soils Stabilised with Lime and with Cement, Proceedings 12th African Regional Conference on SMGE Durban, South Africa, Balkema, Rotterdam, S. 219-232
- BRANDL, H., ADAM, D. (2000): Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen. Grundlagenforschung und praktische Anwendung, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Nr. 506, 2000
- BRANDL, H., KOPF, F., ADAM, D. (2002): Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit unterschiedlich angeregten dynamischen Walzen. Grundlagenforschung und praktische Anwendung, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Nr. 517, 2002
- BÜRGER, W. (1972 a): Verfestigung mit Kalk in bindigen Böden der Bundesrepublik, Teil 1, Straßenbau-Technik, Nr. 11, S. 27-34
- BÜRGER, W. (1972 b): Verfestigung mit Kalk in bindigen Böden der Bundesrepublik, Teil 2, Straßenbau-Technik, Nr. 12, S.32-34

-
- BÜRGER, W. (1972 c): Verfestigung bindiger Böden mit Kalk. Erfahrungen aus einigen europäischen Ländern, Straßenbau-Technik, Nr. 18, S. 45-52
- BÜRGER, W. (1974): Bodenverfestigung mit Kalk, Tiefbau, Nr. 10, S.731-741
- CASAGRANDE, A. (1934): Bodenuntersuchung im Dienste des neuzeitlichen Straßenbaues, Der Straßenbau, Nr. 3
- CHAMBERLAIN, E. J. (1981): Frost Susceptibility of Soil - Review of Index Tests, Hanover
- CHAMBERLAIN, E. J., GASKIN P.N., D. ESCH, R.L. BERG (1984): Survey of Methods for Classifying Frost Susceptibility, ASCE Monograph „Frost action and it's control“, New York
- CHAMBERLAIN, E. J. (1987): A Freeze-Thaw Test to Determine the Frost Susceptibility of Soils, United States Army Corps of Engineers, Special Report 87-1
- CZURDA, K. A., WAGNER, J. F. (1985): Frost Heave and Clay Expansion in Freshwater Clays, Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing, Sapporo, S. 129-135
- DAWSON, R.F., Mc DOWEL, CH. (1961): A Study of an Old Lime-Stabilized Gravel Base, University of Texas, Bureau of Engineering Research
- DEUTSCHER WETTERDIENST (1996): Klimadaten von Deutschland, Zeitraum 1961 – 1990, Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach am Main
- DÜCKER, A. (1948): Über den Stand der experimentellen Frostforschung im Straßenbau, Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau, Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V., Erich Schmidt Verlag, Berlin, Bielefeld, Detmold, S. 169 - 176
- FAUVEAU, B. (1976): Die Bodenverfestigung mit Kalk, Straße und Tiefbau, Nr. 3, S. 26-29
- FGSV (1994): Entstehung und Verhütung von Frostschäden an Straßen, Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 105, Kirschbaum Verlag Bonn, 1994
- FLOSS, R. (1973): Bodenmechanische Gesichtspunkte bei der Auswahl und Dimensionierung von Straßenbefestigungen, Straße und Autobahn, Nr. 1, S. 17-26
- FLOSS, R. (1975): Betrachtung zur Frostsicherung und Standardisierung von Fahrbahnbefestigungen, Straße und Autobahn, Nr. 3, S. 85-93
- FLOSS, R. (1997): ZTVE-Stb `94 – Kommentar, Kirschbaum-Verlag, Bonn-Bad Godesberg
- FRANK, A. G. J. (1964): Einfluss der Bodenkennziffern und der Wärme auf die Verfestigung schluffiger Böden mit Kalkhydrat im Straßenbau, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen
- FREY, BUCHER, NIES (1963): Erfahrungen bei einer Bodenverbesserung mit Kalk im Erdbau, Sonderdruck Straßenbau-Technik, Nr. 17, S. 3-7
- GARTUNG, E., NEFF, H.K. (2001): Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponiebauwerke“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Bautechnik, Nr. 9, S. 609-614
- GIUDICETTI, F. (1975): Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bodens mit der CBR-Methode nach dem Gefrieren und Auftauen im Laboratorium, Straße und Autobahn, Nr. 11, S. 411-419

-
- GROSSMANN, W. (1966): Die Kalkstabilisierung bindiger Erdstoffe, in: Erdstabilisierung in Theorie und Praxis, Hrsg. K. Linemann, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- HAMMOND, A. A. (1984): A Study of Factors Influencing Autogenous Healing in Lime and Cement Stabilised Road Bases, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, S. 371-379
- HARTGE, K. H., HORN, R. (1991): Einführung in die Bodenphysik, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- HASSON, P., IRWIN, L. (1988): Comparison of Freezing Cells Used in the Determination of Soil Frost Susceptibility, Geotechnical Testing Journal, Vol. 11, Nr. 3, S.218-220
- HEIM, D. (1990): Ton und Tonminerale: Grundlagen der Sedimentologie und Mineralogie, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- HEITZER, K. (1981): Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Frostepfindlichkeit von Böden und Boden-Chemikalien-Gemischen und deren Tragfähigkeit nach dem Auftauen, Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität München
- HILTMANN, W., STRIBRNY, B. (1998): Tonminerale und Bodenphysik, Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- HIRT, R. (1969): Experimentelle Untersuchungen zur Bodenstabilisierung mit Kalk, insbesondere für deren Anwendung im Wald- und Güterstraßenbau, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Heft 82, 1969 oder Diss. ETH Zürich, Nr. 4312, Zürich, Juris-Verlag
- HOMANN, O. (1976): Ersatz von Frostschutzkies durch kalkstabilisierte Lehmschichten, Straße und Tiefbau, Nr. 1, S. 13-15
- HUDEC, P. (1989): Durability of Rock as a Function of Grain Size and Rate of Capillary Absorption of Water, Journal of Materials in Civil Engineering, Nr. 1, S. 3-9
- HUNTER, D. (1988): Lime-Induced Heave in Sulfate-Bearing Clay Soils, Journal of Geotechnical Engineering, Nr. 2, S. 150-167
- HUTTUNEN, E., KUJALA, K. (1996): On the Stabilization of Organic Soils, Grouting and Deep Mixing, S. 411-414
- ISHIZAKI, T., FUKUDA, M. (1992): Frost Heaving of a Saturated Soil under Various Temperature Conditions and Overburden Pressures, Ground Freezing 91, Vol. 2, S. 521-522
- ISSMFE Technical Committee on Frost, TC-8 (1989): Work Report 1985-1989, Frost in Geotechnical Engineering, International Symposium, Saariselkä, Finland, S. 1-46
- ISSMFE Technical Committee on Frost, TC-8 (1993): Work Report 1990-1993, Frost in Geotechnical Engineering, Proceedings of the 2nd International Symposium, Anchorage, USA, S. 159-170
- JASMUND, K., LAGALY, G. (1993): Tonminerale und Tone - Struktur, Eigenschaften, Anwendung und Einsatz in Industrie und Umwelt, Steinkopff Verlag Darmstadt
- JESSBERGER, H. L. (1967): Grundlagen und Anwendung der Bodenstabilisierung, VDI-Verlag, Düsseldorf

-
- JESSBERGER, H. L. (1971): Bodenfrost. Zusammenstellung und Auswertung des neueren Schrifttums über die Wirkung des Frostes auf den Boden, Forschungsbericht Bundesministerium für Verkehr, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Forschungsgesellschaft für Straßenwesen, Nr. 125, Bonn
- JESSBERGER, H. L. (1973): Die Tragfähigkeit von frostempfindlichem Boden nach dem Auftauen als Parameter für die Bemessung von Straßen sowie als Maßstab für die Bewertung von Frostkriterien, Straße und Autobahn, Nr. 12, S. 511-519
- JESSBERGER, H. L. (1976): Vergleichende Beurteilung der gebräuchlichen Frostkriterien für Frostschutz-Kies-Sande anhand der Originalveröffentlichungen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 208, Bundesminister für Verkehr, Bonn- Bad Godesberg
- JESSBERGER, H. L., EBEL, W. (1978): Frostbeständigkeitsprüfungen für Bodenverfestigungen mit Zement und Kalk, Tiefbau Ingenieur Straßenbau, Nr. 4, S. 231-234
- JESSBERGER, H. L., JAGOW, R. (1989): Determination of Frost Susceptibility of Soils, Frost in Geotechnical Engineering, Vol. 2, S. 449-469
- JESSBERGER, H. L., JAGOW-KLAFF, R. (1996): Frost im Baugrund, Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 5. Auflage
- JESSBERGER, H. L., JORDAN, P., EBEL, W. (1988): Verfestigung und Verbesserung feinkörniger Böden mit Kalk im Ingenieurbau, Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Nr. 7, S. 380-384
- JESSBERGER, H. L., JORDAN, P., SCHÄFER, P. (1992): Bodenstabilisierung mit Kalk im Ingenieurbau, Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Nr. 7, S. 512-517
- JONES, R. H. (1978): Frost Heave Damage and it's Prevention, PELL (editor): Developments in Highway Pavement Engineering II, Applied Science Publishers LTD, S. 43-77
- JONES, R. H. (1987): Development in the British Approach to Prevention of Frost Heave in Pavements, Transportation Research Record 1146, S. 33-40
- JONES, R. H. (1995): Properties of Freezing, Frozen and Thawed Soils, in HARRIS, J.S.: „Ground Freezing in Practice“, London
- KELLER, P., MOSTHOF, A., LAPTEV, V., GILDE, S. (2002): Gipskeuper: Baugrundrisiken durch Bildung von Ettringit-Thaumasit, Bauen in Boden und Fels, 3. Kolloquium der Technischen Akademie Esslingen, S. 387-400
- KERTSCHER, H. (1988): Wasserdurchlässigkeit bindiger Böden bei Kalkstabilisierung, TU Braunschweig, Fachbereich 5 Bauingenieur- und Vermessungswesen, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Braunschweig
- KÉZDI, Á. (1970): Handbuch der Bodenmechanik, Band 2, VEB Verlag für Bauwesen Berlin, Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften Budapest
- KÉZDI, Á. (1973 a): Handbuch der Bodenmechanik, Band 3, VEB Verlag für Bauwesen Berlin, Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften Budapest
- KÉZDI, Á. (1973 b): Stabilisierte Erdstraßen, VEB Verlag für Bauwesen Berlin, Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, Budapest
- KILIAN, G. (1975): Mechanische Bodenverbesserung und Bodenstabilisierung mit Kalk in den USA, Straße und Autobahn, Nr. 10, S. 362-370

-
- KLENGEL, K. J. (1965): Zur Frostveränderlichkeit kalkstabilisierter Lockergesteine, Zeitschrift für angewandte Geologie, Band 11, Nr. 9, S. 491-495
- KLENGEL, K. J. (1968): Frost und Baugrund, VEB Verlag für Bauwesen Berlin
- KONRAD, J. - M., MORGENSTERN, N. R. (1980): A Mechanistic Theory of Ice Lens Formation in Fine Grained Soils, Canadian Geotechnical Journal, Nr. 17, S. 473-486
- KONRAD, J. - M., MORGENSTERN, N. R. (1981): The Segregation Potential of a Freezing Soil, Canadian Geotechnical Journal, Nr. 18, S. 482-491
- KONRAD, J. - M., MORGENSTERN, N. R. (1982 a): Effects of Applied Pressure on Freezing Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 19, S. 494-505
- KONRAD, J. - M., MORGENSTERN, N. R. (1982 b): Prediction of Frost Heave in the Laboratory During Transient Freezing, Canadian Geotechnical Journal, Nr. 3, S. 250-259
- KONRAD, J. - M., MORGENSTERN, N. R. (1983): Frost Susceptibility of Soils in Terms of their Segregation Potential, Proceedings of the 4th International Conference on Permafrost, National Research Council, Washington D.C., S. 660-665
- KONRAD, J. - M. (1987 a): Procedure for Determining the Segregation Potential of Freezing Soils, Geotechnical Testing Journal, Nr. 10, S. 51-58
- KONRAD, J. - M. (1987 b): The Influence of Heat Extraction Rate in Freezing Soils, Cold Regions Science and Technology, Nr. 15, S. 161-175
- KONRAD, J. - M. (1988): Influence of Freezing Mode on Frost Heave Characteristics, Cold Regions Science and Technology, Nr. 15, S. 161-175
- KONRAD, J. - M. (1989): Pore Water Pressure at an Ice Lens: its Measurement and Interpretation, Cold Regions Science and Technology, Nr. 16, S. 63-74
- KONRAD, J. - M., MORGENSTERN, N. R. (1989): Effect of Freeze Thaw Cycles on the Freezing Characteristics of a Clayed Silt at Various Overconsolidation Ratios, Canadian Geotechnical Journal, Nr. 26, S. 217-226
- KONRAD, J. - M. (1990): Segregation Potential-Pressure-Salinity Relationships Near Thermal Steady State for a Clayed Silt, Canadian Geotechnical Journal, Nr. 27, S. 203-215
- KRENKLER, K. (1980): Chemie des Bauwesens, Band 1, Anorganische Chemie, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York
- KUDLA, W., FLOSS, R. und TRAUTMANN, CH. (1991): Dynamischer Plattendruckversuch – Schnellprüfverfahren für die Qualitätssicherung von ungebundenen Schichten, Straße und Autobahn, Nr. 2, S. 66-71
- KÜBLER, G. (1964): Der Einfluss der Witterungsfaktoren auf die Frostgefährdung von Straßen, Bundesanstalt für Straßenwesen, Wissenschaftliche Berichte, Heft 3, Verlag v. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf
- KÜHL, H. (1967): Der Baustoff Zement, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- KUJALA, K. (1989): Frost Susceptibility of Lime and Cement-Stabilized Soils, VTT Symposium 95, Frost in Geotechnical Engineering, Vol. 2, Espoo
- KUJALA, K., RAVASKA, O. (1989): Influence of Test Conditions and Equipment on the Frost Heave Test, Frost in Geotechnical Engineering, Vol. 2, S. 931-944

-
- KUJALA, K. (1991): Assessment of Frost Susceptibility of Soils, 6th International Symposium on Ground Freezing, S. 49-54, Beijing, China
- KUJALA, K. (1993): Evaluation of Factors Affecting Frost Susceptibility in Soils, Frost in Geotechnical Engineering, S. 83-87
- KUJALA, K., MÄKIKYRÖ, M., LETHO, O. (1996): Effect of Humus on the Binding Reaction in Stabilized Soils, Grouting and Deep Mixing, Yonekura, S. 415-419
- KUONEN, V. (1969): Bodenstabilisierung mit Kalk, Route et Trafic, Nr. 7, S. 348-351
- LECHNER, B. (1997): Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken, Straße und Autobahn, Nr. 6, S. 311-317
- LEES, G., ABDELKATER, M. O., HAMDANI, S.K. (1982): Effect of the Clay Fraction on Some Mechanical Properties of Lime-Soil-Mixtures, Journal Institute Highway Engineers, Nr. 11, S. 3-9
- LIEBIG, E., ALTHAUS, E. (1997): Kaolinit und Montmorillonit als puzzolanische Komponenten in Kalkmörteln – unbehandelt und nach thermischer Aktivierung, Zement Kalk Gips International, Nr. 5, S.282-292
- LINEMANN, K. (1966): Erdstabilisierung, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin
- LISTNER, K. (1999): Frostempfindlichkeit kalkbehandelter Böden – Beobachtungen an Planum und Oberbau von Straßen, Fachhochschule Darmstadt, unveröffentlicht
- LÖPMEIER, F.-J. (2002): Die agrarmeteorologische Situation im Jahr, Klimastatusbericht 2001 des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach, S. 139-123
- LOTTMANN, A., HALTENORTH, G., RICHTER, F.: Bemessungsgrundlagen für den frostsicheren Oberbau von Verkehrsflächen, Forschungsarbeit FE 89.027/1997, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau/Geotechnik, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW)
- LOVELL, C. W. (1983): Frost Susceptibility of Soils, Proceedings of the 4th International Conference on Permafrost, National Research Council, Washington D.C., S. 735-739
- LUDWIG, S. (1993): Frostgefährdung toniger Deponiebarrieren – Gefrierverhalten, bodenmechanische Eigenschaften, Mikrogefüge – Schriftenreihe angewandte Geologie Karlsruhe, Nr. 26
- LUXAN, M. P., MADRUGA, F., SAAVEDRA, J. (1989): Rapid Evaluation of Pozzolan Activity of Natural Products by Conductivity Measurement, Cement and Concrete Research, Vol. 1, S. 63-68
- MANNS, W., KEPPLER, E., NEUBERT, B. (1996): Verbesserung des Verfahrens der Frostprüfung von hydraulisch gebundenen Tragschichten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Nr. 722
- MASON, B., MOORE, C. B. (1985): Grundzüge der Geochemie, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- Mc CABE, E. Y., KETTLE, R. J. (1985 a): Thermal Aspects of Frost Action, Proceedings 4th International Conference on Ground Freezing, Vol. 1, S. 47-54
- Mc CABE, E. Y., KETTLE, R. J. (1985 b): Soil Freezing Response: Influence of Test Conditions, Geotechnical Testing Journal, 8, Nr. 2, S. 49-58

-
- MEIHORST, W. (1963): Über die Stabilisierung bindiger Böden mit Kalk, Dissertation, Universität Hannover
- MENG, B. (1996): Grenzen der Anwendbarkeit von Puzzolanen im Beton, Forschungsbericht, Institut für Bauforschung der Rheinisch Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
- MILLER, R. D. (1972): Freezing and Heaving of Saturated and Unsaturated Soils, Highway Research Record, Nr. 393, S. 1-11
- MURADI, M. S. (1977): Beitrag zur Klärung der bodenmechanischen Eigenschaften künstlich verdichteter feinkörniger (bindiger) Böden, Mitteilungen aus dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU München
- NADY, R., HANDY, R. (1977): Simple Field Controls for Soil-Lime Construction, Civil-engineering-ASCE, Nr. 2, S. 60-61
- NEUMANN, R. (1964): Geologie für Bauingenieure, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München
- OTTO, H. (1961): Tragfähigkeitsuntersuchungen auf kalkstabilisierten Wegen im Marschgebiet, Sonderdruck Straßenbau-Technik, Nr. 1, S. 13-26
- PAIGE-GREEN, P. (1984): A Laboratory Investigation into the Influence of Carbonation on the Strength of Lime-Stabilized Materials, Proceedings of the 8th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, S. 403-406
- PREMSTALLER, M. (1997): Neue Kriterien für die Beurteilung der Frostepfindlichkeit eines nichtbindigen Lockermaterials, Geotechnik, Nr. 2, S. 126-128
- PRINZL, F. (1981): Festigkeitsuntersuchungen von feinkörnigen Böden bei Verwendung von Kalk, Zement und Flugasche als Bindemittel, TU Graz, Institut für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau, Graz
- PUPPALA, A. J., MOHAMMAD, L. N., ALLEN, A. (1996): Engineering Behaviour of Lime-treated Louisiana Subgrade Soil, Transportation Research Record (TRB), Nr. 1546, S. 24-31
- RAJASEKARAN, G., MURALI, K., DHANASEELAN, B., SRINIVASARAGHAVAN, R. (1996): Influence of Some Pollutants on Lime Treated Marine Clay, Grouting and Deep Mixing, Yonekura, S. 437-442
- REED, M. A. (1977): Frost Heaving Rate of Silty Soils as a Function of Pore Size Distribution, MSCE Thesis, Purdue University, West Lafayette/IN
- REED, M. A., LOVELL, C. W., ALTSCHAEFFL, A. G., WOOD, L.E. (1979): Frost Heaving Rate Predicted from Pore-Size Distribution, Canadian Geotechnical Journal, Nr. 16, S. 463-472
- RIEKE, R., VINSON, T., MAGEAU, D. (1983): The Role of Specific Surface Area and Related Index Properties in the Frost Heave Susceptibility of Soils, Proceedings 4th International Conference on Permafrost, S. 1066-1071
- RITTER, H. J., STAUFF, U. (1991): Langzeitverhalten bindiger Böden nach Verbesserung und Verfestigung mit Feinkalk, Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Nr. 5, S. 344, 346, 355-356, 358, 360
- ROBNETT, Q., THOMPSON, M. (1976): Effect of Lime Treatment on the Resilient Behavior of fine Grained Soils, Transport Research Record, Nr. 560, S.11-20

-
- ROE, P. G., WEBSTER, D. C. (1984): Specification for the TRRL Frost Heave Test, Transport and Research Laboratory -TRRL, Crowthorne, UK
- RYGOL, W. (1987): Das System $\text{CaO} \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSO}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ und seine Wechselwirkung mit den Tonmineralen der Böden, Dissertation, Math.-Naturwissenschaftliche Fakultät der Universität Köln
- SABRY, M. A., REED, E. W., PARCER, J. V. (1981): Mineralogy of Compacted Clay-Lime Mixtures, Soil Science Society of America Journal 45, Nr. 1, S. 144-150
- SAUER, E. K., WEIMER, N. F. (1978): Deformation of Lime Modified Clay after Freeze-Thaw, Transportation Engineering Journal of ASCE, Nr. TE2, S. 201-212
- SCHEFFER, F., SCHACHTSCHABEL, P. (1992): Lehrbuch der Bodenkunde, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- SCHEIBLAUER, J. (1960): Erfahrungen mit Kalkstabilisierung im Erdbau, Sonderdruck Straßenbau-Technik, Nr. 22, S. 999-1003
- SCHIBLI, P. (1979): Bodenstabilisierung (II), Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Nr. 7, S. 553, 556, 559-560, 565
- SCHICK, P. (2002): Anwendung eines Zwei-Komponenten Modells der pF-Kurve auf Strukturänderungen im Boden, Bautechnik, Nr. 2, S. 65-77
- SCHOTT, W., ABICHT, E. (1980): Zur Wärmedämmung von Kalkstabilisierungen, Die Strasse, Nr. 8, S. 260-262
- SCHROEDER, D. (1992): Bodenkunde in Stichworten, Ferdinand Hirt in der Gebrüder Borntraeger Verlagsbuchhandlung, Berlin Stuttgart
- SCHULTE, K. (1988): Wasserbewegung in ungesättigten feinkörnigen Böden, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Nr. 13
- SETZER, M. J., EWINGER, L., AUBERG, R. (1996): Messung und Berechnung der Feuchteverteilung in hydraulisch gebundenen Tragschichten bei Frostangriff/Prüfung des Frostwiderstandes an hydraulisch gebundenen Tragschichten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Nr. 721
- SHENG, D., KNUTSSON, S. (1993): Sensitivity Analysis of Frost Heave - A Theoretical Study, Frost in Geotechnical Engineering, Proceedings of the 2nd International Symposium, Anchorage, USA, S. 3-16
- SPRINGENSCHMID, R. (1969): Der Einfluss des Einbauwassergehaltes auf das Frostverhalten verdichteter und stabilisierter bindiger Böden, Felsmechanik, Vol. 3 / 3-4, S. 113-121
- SUDATH, L., THOMPSON, M. (1975): Load-Deflection Behaviour of Lime-Stabilized Layers, United States, Corps of Engineers, Champaign/Illinois
- SZÉCHY, K (1963): Der Grundbau, Erster Band, Springer-Verlag, Wien
- TAKAGI, S. (1979): Segregation Freezing as a Cause of Suction Force for Ice Lens Formation, Eng. Geol, Nr. 13, S. 93-100
- TAKAGI, S. (1980): The Adsorption Force Theory of Frost Heaving, Cold Regions Science and Technology, Nr. 3, S. 57-81

-
- THAHER, M., NUTBOHM, N. (1997): Soil Stabilization a Future Oriented Alternative for Extensive Earthworks, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg 1997, S. 1711-1717
- THOMPSON, M. R. (1966): Lime Reactivity of Illinois Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers
- THOMPSON, M. R., DEMPSEY, B. J. (1976): Evaluation of Freeze-Thaw Durability of Stabilized Materials, Transportation Research Record, Nr. 612, S. 62-70
- THOMPSON, M. R., FIGUEROA, J. L. (1980): Mechanistic Thickness – Design Procedure for Soil-Lime Layers, Transportation Research Record, Nr. 754, S. 32-36
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1987): Lime Stabilization, Reactions, Properties, Design and Construction, State of the Art Report 5, National Research Council, Washington
- UNGER, R. (1958): Verbesserung von Schluffböden durch Kalk, Sonderdruck Straße und Autobahn, Nr. 11, S. 418-421
- VERHASSELT, A. (1975): Le traitement des sols à la chaux, point de la question - Grondbehandeling met Kalk, huidige toestand van het probleem, Technical Routiere 20, Nr. 1, S. 1-26, 1975
- VINSON, T., AHMAD, F., RIEKE, R. (1987): Factors Important to the Development of Frost Heave Susceptibility Criteria for Coarse Grained Soils, Transport Research Record, Nr. 1089, S. 124-131, USA
- VOIGT, T. (1994): Frosteinwirkung auf mineralischen Deponieabdichtungen, Dissertation, Mitteilungen des Institutes für Grundbau u. Bodenmechanik der TU Braunschweig, Nr. 47
- VOSTEEN, B. (1984): Erfahrungen mit Bodenverfestigungen, Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau. Niederschrift der 24. Tagung am 9. und 10. Mai 1984 in Bergisch Gladbach, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach
- VOSTEEN, B. (1995): Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat im frostsicheren Aufbau von Straßenbefestigungen, Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Nr. 21, S. 469-488
- VOSTEEN, B. (1996): Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Kalken - Ausführungsbeispiele und Langzeitbeobachtungen, Entwicklungen im Erdbau und bei der Qualitätssicherung. Vorträge der FGSV – Tagung „Erd- und Grundbau“ am 26. und 27. Oktober 1995 in Landshut, FGSV, Heft 7, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln, S. 72-76
- VOSTEEN, B. (1998): Die Behandlung von Böden mit Bindemitteln in der Bundesrepublik Deutschland – Ein Rückblick, Teil 1, Straße und Autobahn, Nr. 6, S. 304-311
- VOSTEEN, B. (1999): Die Behandlung von Böden mit Bindemitteln in der Bundesrepublik Deutschland – Ein Rückblick, Teil 2, Straße und Autobahn, Nr. 4, S. 197-202
- WAIBEL, P. (1973): Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung der Feinanteile auf die Frostsicherheit von Kiestragschichten, Dissertation, TU Wien
- WAIBEL, P. (1975): Der Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung der Feinanteile auf die Frostsicherheit von Kiestragschichten, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Nr. 47

-
- WEHNER, B., SIEDEK, P., SCHULZE, K.-H. (1977): Handbuch des Straßenbaus, Band 2 und 3, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York
- WEINGART, W. (1998): Einfluss der Natursand- und Brechsandanteils auf die Standfestigkeit von Tragschichtgemischen ohne Bindemittel, Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau der Technischen Universität Dresden, Heft 8, Kolloquium Prüfung und Bewertung von Konstruktionsschichten, S. 321-332
- ZIMMERMANN, A. (1960): Kalkstabilisierung im Wegebau auf der Marsch, Sonderdruck Wasser und Boden, Nr. 3, S. 61-64

Normenverzeichnis

- DIN 18 121-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Wassergehalt, Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung, Ausgabe 1998
- DIN 18 122-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze, Ausgabe 1997
- DIN 18 123: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung, Ausgabe 1996
- DIN 18 125-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 1: Laborversuche, Ausgabe 1997
- DIN 18 125-2: Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche, Ausgabe 1986
- DIN 18 127: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Proctorversuch, Ausgabe 1997
- DIN 18 128: Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung des Glühverlustes, Ausgabe 2002
- DIN 18 132: Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens, Ausgabe 1995
- DIN 18 134: Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch, Ausgabe 2002
- DIN 18 136: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch, Ausgabe 1996
- DIN 18 196: Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke, Ausgabe 1988
- DIN 19 684-6: Bodenuntersuchungsverfahren im Landwirtschaftlichen Wasserbau - Chemische Laboruntersuchungen, Teil 6: Bestimmung des Gehaltes an oxalatlöslichem Eisen, Ausgabe 1997
- DIN EN 196-2: Prüfverfahren für Zement, Teil 2: Chemische Analyse von Zement, Ausgabe 1995
- DIN EN 196-5: Prüfverfahren für Zement, Teil 5: Prüfung der Puzzolanität von Puzzolanementen, Ausgabe 1995
- DIN EN 197-1: Zement, Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, Ausgabe 2001
- DIN EN 197-2: Zement, Teil 2: Konformitätsbewertung, Ausgabe 2000
- DIN EN 459-1: Baukalk, Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien, Ausgabe 2002
- DIN EN 459-2: Baukalk, Teil 2: Prüfverfahren, Ausgabe 2002
- DIN ISO 10390: Bodenbeschaffenheit, Bestimmung des pH-Wertes, Ausgabe 1997
- NF P94-100: Boden: Erkundung und Prüfungen. Mit Kalk und/oder hydraulischen Bindemitteln behandelte Materialien. Prüfung zur Bewertung der Behandlungsfähigkeit eines

Bodens, 1999-08-00, Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, Ausgabe 1999

NF P 98-234-2: Straßenbauprüfungen - Frostverhalten - Teil 2: Prüfung des Frostaufbruchs von Böden und gebundenen oder ungebundenen Granulaten mit einer Körnung von $D \leq 20$ mm, Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, Ausgabe 1996

SN 640 317 b: Dimensionierung, Untergrund und Unterbau, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Zürich, Ausgabe 1997

SN 640 503 a: Stabilisierung - Bodenstabilisierung mit Weisskalk, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Zürich, Ausgabe 1987

SN 670 140 a: Frost, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Zürich, Ausgabe 1988

SN 670 320 b: Versuche an Böden - CBR-Versuche im Laboratorium, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Zürich, Ausgabe 1994

SN 670 321: Versuche an Böden - Frosthebungsversuch und CBR-Versuch nach dem Auftauen (CBR_F), Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Zürich, Ausgabe 1994

Prüfvorschriften-, Merkblätter- und Richtlinienverzeichnis

Anleitung für die Bodenstabilisierung mit Kalk, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV), Ausgabe 1969

Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, FGSV 545, Ausgabe 1991

Merkblatt für Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, FGSV 551, Ausgabe 1997

NGT 39: Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau, Deutsche Bahn, Ausgabe 1997

RStO 2001: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausgabe 2001

RVS 8S.05.11: Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau, Oberbauten (ohne Deckenarbeiten) - Tragschichten - ungebundene Tragschichten, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Ausgabe 1997

RVS 11.062, Teil 10: Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau, Prüfverfahren, Steinmaterial, Frosthebungsversuche, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Ausgabe 2000

RVS 11.245: Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau, Bodenstabilisierung mit Kalk, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Ausgabe 1978

-
- TP BF-StB, Teil B 7.1: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, CBR-Versuch, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1988
- TP BF-StB, Teil B 8.3: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgeschosses, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1997
- TP BF-StB, Teil B 11.1: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Eignungsprüfungen bei Bodenverfestigung mit Zement, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1986
- TP BF-StB, Teil B 11.4: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Eignungsprüfungen bei Bodenverfestigung mit Hochhydraulischem Kalk, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1977
- TP BF-StB, Teil B 11.5: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Eignungsprüfung bei Bodenverbesserung und Bodenverfestigung mit Feinkalk und Kalkhydrat, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1991
- TP HGT-StB 94: Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1994
- TGL 24 756/11: Eisenbahnunterbau - Eignungsprüfungen für die Kalkstabilisierung, Technische Güte- und Lieferbedingungen der Deutschen Demokratischen Republik, Entwurf September 1990
- TGL 173-38, Blatt 3: Stabilisierung mit Kalk, Prüfungen und Abnahme, Technische Güte- und Lieferbedingungen der Deutschen Demokratischen Republik, Ausgabe 1966
- ZTVE-StB 94: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1997
- ZTVT-StB 95: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, Ausgabe 1998

Abbildungsverzeichnis

	Seite
Abbildung 1.1:	Einfluss der Frostempfindlichkeit des Untergrundes bzw. Unterbaus auf die Dicke des frostsicheren Oberbaus und Anforderungen an den Verformungsmodul E_{V2} (gemäß RStO 01)2
Abbildung 1.2:	Verbesserung und Verfestigung im Planumbereich von Verkehrsflächen3
Abbildung 1.3:	Fragestellung und Arbeitsschritte5
Abbildung 2.1:	Zusammensetzung und Eigenschaften von Weißfeinkalk, Kalkhydrat und hydraulischem Kalk8
Abbildung 2.2:	Löslichkeit von amorphem SiO_2 und $\text{Al}(\text{OH})_3$ in Abhängigkeit vom pH-Wert bei 25 °C (MASON, MOORE 1985)11
Abbildung 2.3:	Mittlere Gehalte der verbreitetsten Minerale (SCHROEDER 1992)12
Abbildung 2.4:	Tetraeder- und Oktaederschichten (LAGALY, KÖSTER in JASMUND, LAGALY 1993)12
Abbildung 2.5:	Korngrößenverteilung der Minerale (MASON, MOORE 1985)14
Abbildung 2.6:	Elektrische Ladungen der Tonminerale und Kationenaustauschplätze (nach HEIM 1990, SCHROEDER 1992)15
Abbildung 2.7:	Kapillarwasser und Adsorptionswasser (Hydrathüllen) (nach SCHROEDER 1992)18
Abbildung 2.8:	Adsorptionswasserschicht (Hydrathülle) mit fest gebundener STERN- und lose gebundener GOUY-Schicht (nach SZÉCHY 1963, VOIGT 1994)19
Abbildung 2.9:	Wasserspannungskurven (pF-Kurven) von Sand-, Schluff- und Tonboden (nach SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL, GARTUNG, NEFF 2001)21
Abbildung 2.10:	Wasserspannungskurve mit Aufteilung in Adsorptionswasser und Kapillarwasser (nach SCHICK 2002)22
Abbildung 2.11:	Einfluss der Verdichtung auf die Struktur und Durchlässigkeit der Böden (nach MURADI 1977)24
Abbildung 2.12:	Schema und Eigenschaften des „frozen fringe“ (zusammengestellt nach KONRAD, MORGENSTERN 1980, 1981, 1983, KONRAD 1987 a)25
Abbildung 2.13:	Durchlässigkeit des „frozen fringe“ in Abhängigkeit von der Gebundenheit der Hydrathüllen25
Abbildung 2.14:	Druckfestigkeiten vor (q_u) und nach Frosteinwirkung (q_{uF}) in Abhängigkeit von Kalkzugabemenge und Prüfalter für Boden I (TA) (BRANDL 1967)30
Abbildung 2.15:	Frosthebungen H in Abhängigkeit von Kalkzugabemenge und Prüfalter (BRANDL 1967)31
Abbildung 2.16:	Durchlässigkeit k von Boden I in Abhängigkeit von Kalkzugabemenge und Prüfalter (BRANDL 1999)31
Abbildung 2.17:	Frosthebungen H und Druckfestigkeit nach Frostbeanspruchung (q_{uF}) in Abhängigkeit vom Verdichtungswassergehalt und der Trockendichte ρ_d (BRANDL 1967)32

Abbildung 2.18:	Frosthebungsgrad (Frosthebung/Frosteindringtiefe · 100 %) von Lößlehm mit 5 Gew.-% Bunakalk (drei Proben gemittelt) in Abhängigkeit von Lagerungszeit und Medium (KLENGEL 1965)	33
Abbildung 2.19:	Bahnstrecke Neustrelitz – Neubrandenburg, km 122,4 bis 122,8 (bis 8 m tiefer Einschnitt), Langzeituntersuchung der Tragfähigkeit auf kalkbehandeltem Planum; nach Angaben von RAHN (LOTTMANN, RICHTER, HALTENORTH 1999)	38
Abbildung 3.1:	Labor-CBR-Versuch	44
Abbildung 3.2:	Haupttypen des Grundbruches a) allgemeiner Scherbruch, b) lokaler Scherbruch, c) Eindringungsbruch (KÉZDI 1970)	45
Abbildung 3.3:	CBR-Werte in Abhängigkeit von Verdichtungswassergehalt (w_v), Trockendichte (ρ_d) und Endwassergehalt (w_E)	46
Abbildung 3.4:	Relation zwischen CBR-Wert und spezifischem Verformungsmodul E_{v2} (von WEINGART 1998 aus Literaturangaben zusammengestellt)	48
Abbildung 3.5:	Feld-CBR-Versuch	49
Abbildung 3.6:	Korrelation zwischen CBR-Werten und modifizierten CBR-Werten, die im Ausstechzylinder mit einem Stempeldurchmesser von 32 mm bestimmt wurden	50
Abbildung 3.7:	Einfluss des Frostregimes auf die Frosthebung (Mc CABE, KETTLE 1985 b)	53
Abbildung 4.1:	Lage der untersuchten Verkehrsflächen	64
Abbildung 4.2:	Darstellung der Böden im Plastizitätsdiagramm	70
Abbildung 4.3:	Frosteindringtiefe z_F in Abhängigkeit von der Frostdauer t und der Temperatur T_0 an der Fahrbahnoberfläche (FGSV 1994).....	73
Abbildung 4.4:	Querschnitt des Probefeldes K2 (aus Unterlagen der LGA Nürnberg)	74
Abbildung 4.5:	Temperaturverlauf über die Zeit für die einzelnen Temperaturgeber und die Luft (aus Unterlagen der LGA Nürnberg)	75
Abbildung 4.6:	Frosteindringtiefe [cm] in unbewachsene mittelschwere Böden in Deutschland im Januar, Februar und Dezember 1961 bis 2001 (LÖPMEIER 2002, aus Klimastatusbericht 2001 des DWD, Offenbach)	78
Abbildung 4.7:	B 290 bei Schwabsberg (Baujahr 1980)	79
Abbildung 4.8:	K 3281 zwischen Heubach und Lautern (Baujahr 1972)	79
Abbildung 4.9:	B 470 bei Ottenhofen (Baujahr 1983)	80
Abbildung 4.10:	Wirtschaftsweg bei Seelow (Baujahr 1973)	80
Abbildung 5.1:	Auffräsen der Deckschicht von der Rastplatzzufahrt an der A 93 bei Marktredwitz	81
Abbildung 5.2:	Tragfähigkeitsmessungen auf dem kalkbehandelten Planum im Bankettbereich (hier K 3032 bei Oggenhausen)	81
Abbildung 5.3:	Einfluss der Trockendichte auf die Tragfähigkeit	89
Abbildung 5.4:	Einfluss der Kalkzugabemenge auf die Tragfähigkeit	89

Abbildung 6.1:	Entnahme von ungestörten Proben aus dem Planum durch Kernbohrungen (links) und durch Ausstechzylinder (rechts)	94
Abbildung 6.2:	Elektronenmikroskopaufnahme der Bodenverbesserung der A 4 bei Bautzen, Elementkontrastbild vom Anschliff mit Kennzeichnung der Ausschnitte I und II	96
Abbildung 6.3:	Elektronenmikroskopaufnahme der Bodenverbesserung der A 4 bei Bautzen, Elementkontrastbild und Elementverteilungsbilder der Ausschnitte I und II	96
Abbildung 6.4:	Elektronenmikroskopaufnahme mit Elementanalyse der Gelmasse (A 4 bei Bautzen)	97
Abbildung 6.5:	Elektronenmikroskopaufnahme mit Elementkontrasten (K 3032 bei Oggenhausen)	97
Abbildung 6.6:	Vergleich des Wasseraufnahmevermögens w_A der kalkbehandelten und unbehandelten Böden	99
Abbildung 6.7:	Vergleich der Konsistenzgrenzen der kalkbehandelten und unbehandelten Böden	102
Abbildung 6.8:	Probenrahmen	104
Abbildung 6.9:	Wasseraufnahme nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom bezogenen Wassergehalt von unbehandelten Böden	106
Abbildung 6.10:	Wasseraufnahme nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von unbehandelten Böden	107
Abbildung 6.11:	Wasseraufnahme nach vier Tagen Wasserlagerung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von kalkbehandelten und unbehandelten Böden	108
Abbildung 6.12:	Hebung durch Quellen in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von kalkbehandelten und unbehandelten Böden	110
Abbildung 6.13:	Einaxialer Druckversuch nach Frostversuch gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 an Proben aus dem Planum der L 1050 bei Friedrichsruhe	113
Abbildung 6.14:	Einaxialer Druckversuch nach Frostversuch gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 an Proben aus dem Planum der A 14 (Dresden-Leipzig)	113
Abbildung 6.15:	Einfluss des Einbauwassergehaltes auf die Frosthebung und die Wasseraufnahme am Beispiel des Auelehms der L 219 ($w_{Pr} = 17\%$)	117
Abbildung 6.16:	Abhängigkeit der Frosthebung von der Wasseraufnahme während des FTW-Versuches	117
Abbildung 6.17:	Frosthebungen verschiedener unbehandelter Böden (Laborproben mit Einbauwassergehalten von w_{Pr})	118
Abbildung 6.18:	Frosthebung in Abhängigkeit von der Wasseraufnahme von kalkbehandelten und unbehandelten Böden	120
Abbildung 6.19:	Modifizierte CBR_F -Werte nach FTW-Versuch in Abhängigkeit von der Trockendichte von kalkbehandelten und unbehandelten Böden	125

Abbildung 6.20:	Modifizierte CBR_F -Werte nach FTW-Versuch in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge von kalkbehandelten und unbehandelten Böden	126
Abbildung 6.21:	Schema der Versuchseinrichtung (Frosthebungsversuch)	128
Abbildung 6.22:	Ausbildung von „frozen fringe“ und Eislinsen“ beim Frosthebungsversuch	128
Abbildung 6.23:	Beispiele für Frosthebungs-Zeit-Linien	129
Abbildung 6.24:	Wasseraufnahme, gemessen als Änderung des Wassergehaltes an der Probenoberseite, in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad von kalkbehandelten und unbehandelten Böden	132
Abbildung 6.25:	Modifizierte CBR_F -Werte in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge von Proben aus dem Planum	135
Abbildung 7.1:	Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Einbauwassergehalt ($U_{hyst} + 5 \text{ Gew.-% Kalkhydrat}$, 28 Tage Abbindezeit, $w_{Pr} = 17 \%$)	139
Abbildung 7.2:	Korrelation zwischen CBR_0 , CBR_W und CBR_F für die im Labor hergestellten Boden-Kalk-Gemische der Versuchsböden U_{hyst} (TL/UL) und Chemnitz (TM) mit unterschiedlichen Einbauwassergehalten	140
Abbildung 7.3:	Korrelation zwischen CBR_W und CBR_F für kalkbehandelte und unbehandelte Böden	141

Tabellenverzeichnis

	Seite
Tabelle 1.1: Ausgangswert für die Bestimmung der Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus (gemäß RStO 01)	1
Tabelle 2.1: Chemische Anforderungen für Kalk nach DIN EN 459-1	6
Tabelle 2.2: Übersicht über Struktur und Eigenschaften der Tonminerale (SCHROEDER 1992)	17
Tabelle 2.3: Spezifische Oberfläche, potentielle Kationenaustauschkapazität von Austauschern in Böden (zusammengestellt nach SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992)	17
Tabelle 2.4: Porenraumverteilung verschiedener Böden (SCHEFFER, SCHACHTSCHABEL 1992)	20
Tabelle 2.5: Übersicht günstiger Bedingungen zum Erreichen einer frostbeständigen Bodenbehandlung mit Kalk (zusammengestellt nach KLENGEL 1965, BRANDL 1967)	33
Tabelle 2.6: Ausgewählte Streckenabschnitte der Deutschen Reichsbahn der DDR mit kalkbehandeltem Planum; nach Angaben von RAHN (LOTTMANN, RICHTER, HALTENORTH 1999)	38
Tabelle 2.7: Übersicht der Versuchsstrecken von LISTNER (1999)	39
Tabelle 3.1: Tragfähigkeitsanforderungen (gemäß Richtlinie für die Anwendung des Leichten Fallgewichtsgerätes im Eisenbahnbau, NGT 39, 1997)	42
Tabelle 3.2: Tragfähigkeitsklassen des Planums nach Schweizer Norm (SN 640 317 b)	47
Tabelle 3.3: Relation zwischen Verformungsmodul E_v und CBR-Wert (FLOSS 1973)	47
Tabelle 3.4: Klassifikation der Frostempfindlichkeit von Bodengruppen nach ZTVE-StB 94	51
Tabelle 3.5: Die Versuchsergebnisse beeinflussende Randbedingungen bei Frostversuchen (zusammengestellt nach KUJALA 1989, KUJALA, RAVASKA 1989, VOIGT 1994)	52
Tabelle 3.6: Kriterium zur Bewertung der Frosthebung (REED et al 1979)	53
Tabelle 3.7: Versuchsanordnung und Randbedingungen der Frosthebungsversuche von BRANDL und WAIBEL (BRANDL 1977)	54
Tabelle 3.8: Mineralkriterium (RVS 8S.05.11)	54
Tabelle 3.9: Frostempfindlichkeit in Abhängigkeit vom Hebungskoeffizienten (SN 670 321)	55

Tabelle 3.10: Randbedingungen und Bewertungskriterien von Frosthebungsversuchen ausgewählter Länder	56
Tabelle 3.11: Kriterien zur Klassifizierung der Frostempfindlichkeit von Böden in Frosthebungsversuchen (HEITZER 1981)	57
Tabelle 3.12: Kriterien zur Klassifizierung der Frostempfindlichkeit von Böden in Frosthebungsversuchen (FLOSS 1997)	57
Tabelle 3.13: Bewertung der Frostempfindlichkeit von gemischtkörnigen Böden mit dem CBR_F -Wert (JESSBERGER, JAGOW-KLAFF 1996)	58
Tabelle 3.14: Bewertung der Frostempfindlichkeit mit dem E_{V2} -Modul in der Tauperiode (JESSBERGER 1976)	58
Tabelle 3.15: Randbedingungen der Frostversuche an Bodenverfestigungen mit Feinkalk und Kalkhydrat gemäß TP BF-StB Teil B 11.5	59
Tabelle 4.1: Überblick der untersuchten Verkehrsflächen	63
Tabelle 4.2: Beschreibung der untersuchten Verkehrsflächen	65
Tabelle 4.3: Geologische Beschreibung der Böden	67
Tabelle 4.4: Bodenmechanische Parameter der Böden	68
Tabelle 4.5: Weitere Merkmale der Böden	69
Tabelle 4.6: Chemische Hauptbestandteile der Böden	70
Tabelle 4.7: Amorphe Oxidhydroxide von Silicium, Aluminium und Eisen (extrahiert mit Ammoniumoxalat / Oxalsäure)	71
Tabelle 4.8: Bestimmung der reaktiven Kieselsäure von den Böden aus Oggenhausen und Ravensburg	72
Tabelle 4.9: Mineralogische Zusammensetzung der Feinkornanteile der Böden	72
Tabelle 4.10: Klimadaten des Zeitraumes 1961 bis 1990 von ausgewählten Wetterstationen (Deutscher Wetterdienst 1996)	76
Tabelle 4.11: Klimadaten der Wetterstation Kubschütz (Kreis Bautzen) (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutscher Wetterdienstes, Offenbach)	76
Tabelle 4.12: Klimadaten der Wetterstation Leipzig (Awst) (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutscher Wetterdienstes, Offenbach)	76
Tabelle 4.13: Klimadaten der Wetterstation Zwickau (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutscher Wetterdienstes, Offenbach)	77
Tabelle 4.14: Klimadaten der Wetterstation Tegkwitz bei Altenburg (zusammengestellt aus Klimatabellen des Deutscher Wetterdienstes, Offenbach)	77

	Seite
Tabelle 5.1: Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche auf behandeltem und unbehandeltem Planum	82
Tabelle 5.2: Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche und Feld-CBR-Versuche auf behandeltem und unbehandeltem Planum	83
Tabelle 5.3: Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen von LISTNER (1999)	84
Tabelle 5.4: Einteilung der Planumsbereiche in Tragfähigkeitsklassen	86
Tabelle 5.5: Eigenschaften der Böden und Boden-Kalk-Gemische der untersuchten Planumsbereiche	87
Tabelle 5.6: Eigenschaften der Böden und Boden-Kalk-Gemische der von LISTNER (1999) untersuchten Planumsbereiche	88
Tabelle 5.7: Veränderung der Tragfähigkeiten nach mehreren Jahren Gebrauchsdauer	91
Tabelle 6.1: Wasseraufnahmevermögen w_A der kalkbehandelten Böden aus dem Planum und der unbehandelten Ausgangsböden	98
Tabelle 6.2: Konsistenzgrenzen der kalkbehandelten Böden aus dem Planum und der unbehandelten Ausgangsböden	101
Tabelle 6.3: Ergebnisse der Wasserlagerungsversuche an Laborproben aus unbehandelten Böden	105
Tabelle 6.4: Ergebnisse der Wasserlagerungsversuche an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen	107
Tabelle 6.5: Vergleich der Wasseraufnahme und Hebung durch Quellen von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden	109
Tabelle 6.6: Vergleich der CBR_W -Werte von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden	111
Tabelle 6.7: Wasseraufnahme und Hebung beim FTW-Versuch, bestimmt an Laborproben aus unbehandelten Böden	116
Tabelle 6.8: Wasseraufnahme und Hebung beim FTW-Versuch, bestimmt an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen	120
Tabelle 6.9: Vergleich der Wasseraufnahme und Frosthebungen während FTW-Versuchen von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden	121
Tabelle 6.10: Modifizierte CBR_F -Werte nach FTW-Versuch, bestimmt an Laborproben aus unbehandelten Böden	122
Tabelle 6.11: Modifizierte CBR_F -Werte nach FTW-Versuch, bestimmt an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen	123
Tabelle 6.12: Vergleich der modifizierten CBR_F -Werte nach FTW-Versuch von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden	124

Tabelle 6.13: Ergebnisse der Frosthebungsversuche an Laborproben aus unbehandelten Böden	130
Tabelle 6.14: Ergebnisse der Frosthebungsversuche an Proben aus dem Planum von Verkehrsflächen	132
Tabelle 6.15: Vergleich der Ergebnisse der Frosthebungsversuche von kalkbehandelten Böden und unbehandelten Ausgangsböden	133
Tabelle 6.16: Kriterien zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Boden-Kalk-Gemischen, die aus dem Planum von Verkehrsflächen entnommen wurden	134
Tabelle 6.17: Bewertung der Frostempfindlichkeit von ausgeführten Bodenverbesserungen mit Kalk	134
Tabelle 7.1: Chemische Analyse des verwendeten Weißfeinkalkes CL 90	138
Tabelle 7.2: Ergebnisse der Eignungsprüfungen gemäß TP BF-StB Teil B 11.5 an fünf ausgewählten Böden	138
Tabelle 7.3: Modifizierte CBR_0 -, CBR_W -, und CBR_F -Werte der Proben aus dem Planum	140
Tabelle 7.4: CBR_W -Werte der unbehandelten Böden	142
Tabelle 7.5: CBR_W -Werte der Boden-Weißfeinkalk-Gemische	143
Tabelle 7.6: CBR_W -Werte der Boden-Kalkhydrat-Gemische	143
Tabelle 7.7: Vergleich der CBR_W -Werte von kalkbehandelten und unbehandelten Böden und Bewertung der Reaktivität der Böden	144
Tabelle 8.1: Beispiele der Eignung ausgewählter Böden zur Behandlung mit Kalk	149

Symbolverzeichnis

A	Querschnittsfläche, durchflossener Querschnitt
CBR	California Bearing Ratio
CBR ₀	CBR-Wert ohne besondere Beanspruchung
CBR _W	CBR-Wert nach Wasserlagerung
CBR _F	CBR-Wert nach Frostbeanspruchung
E _{V1}	statischer Plattendruckmodul der Erstbelastung
E _{V2}	statischer Plattendruckmodul der Zweitbelastung
E _{Vd}	dynamischer Plattendruckmodul
H	Frosthebung
H _c	kapillare Steighöhe
I	Potenzialgefälle
I _A	Aktivitätszahl nach SKEMPTON
I _C	Konsistenzzahl
I _L	Liquiditätszahl
I _P	Plastizitätszahl
L	latente Umwandlungswärme von Wasser
P _i	Eisdruck
P _w	Porenwasserdruck
Q	Durchfluss
R _f	Fines-Faktor
SP	Segregationspotential
S _r	Sättigungszahl
T	Temperatur
V _{gl}	Glühverlust
V _i	Spezifischer Volumenanteil von Eis
V _w	Spezifischer Volumenanteil von Wasser
W _{Pr}	auf den optimalen Wassergehalt bezogener Wassergehalt
d	Durchmesser; Tag
h	Höhe; Stunde
k _f	Durchlässigkeitsbeiwert für gesättigten Zustand
k _u	Durchlässigkeitsbeiwert für ungesättigten Zustand
m _d	Trockenmasse
mod. CBR	modifizierter CBR-Wert (bestimmt im Topf mit Durchmesser = 96 mm und mit Stempel vom Durchmesser = 32 mm)
q _u	einaxiale Druckfestigkeit
q _{uW}	einaxiale Druckfestigkeit nach Wasserlagerung
q _{uF}	einaxiale Druckfestigkeit nach Frostbeanspruchung

t	Zeit
w	Wassergehalt
w_A	Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN
w_E	Endwassergehalt
w_L	Wassergehalt an der Fließgrenze
w_L	natürlicher Wassergehalt
w_P	Wassergehalt an der Ausrollgrenze
w_{Pr}	optimaler Wassergehalt nach Proctor
w_V	Verdichtungswassergehalt
z_F	Frosteindringtiefe
ΔS_r	Änderung des Sättigungsgrades
ΔT	Gefrierpunktniedrigung
γ	Wichte
γ	Wichte des trockenen Bodens
ρ	Dichte
ρ_d	Trockendichte
ρ_{Pr}	Proctordichte
ρ_s	Korndichte
σ	Spannung